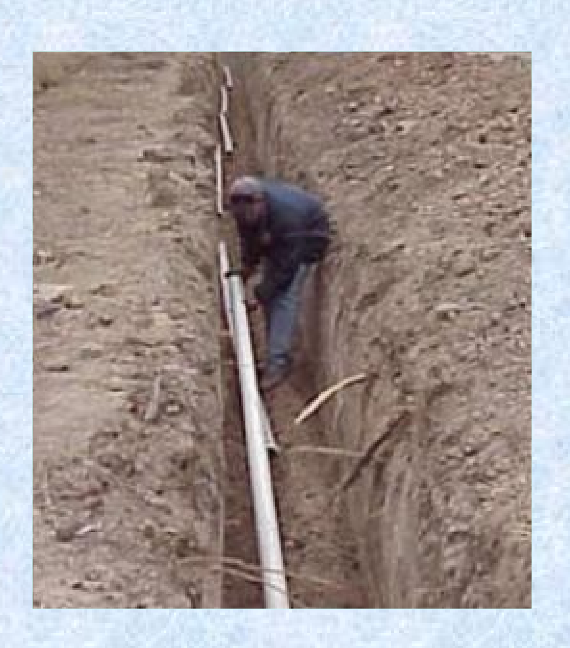
Abastecimiento de Agua

Problemas Resueltos



Volumen

I

Jorge Luis Olivarez Vega

Lima - Perú

Abastecimiento de Agua

Problemas Resueltos



Volumen

I

Jorge Luis Olivarez Vega

Lima - Perú - 2013

Contenido

PRESENTACION

Una de las especialidades muy importante del Ingeniero Sanitario, tal vez la de mayor desarrollo profesional, consiste en el diseño, construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario; estos aspectos de la ingeniería se han venido modificando sustancialmente por la implementación de diferentes metodologías para el análisis, como la aplicación de la teoría del ciclo de proyectos a partir de los ochenta del siglo pasado, así como los adelantos tecnológicos que se van introduciendo en el mercado para un mejor análisis de soluciones integrales en los sistemas.

Desde que inicie mi labor de docente en los cursos de abastecimiento de agua los temas de enseñanza se encontraban en diferentes libros, documentos técnicos, tesis, especificaciones técnicas, catálogos de materiales y equipos, y a partir de la década pasada en Internet; esta situación no permite tener un texto básico de enseñanza sobre aspectos teóricos, sino recurrir a toda la bibliografía existente para desarrollar los temas acorde a las necesidades de nuestros profesionales.

Los aspectos teóricos son básicos para comprender los diferentes temas de ingeniería, pero existe una mejor comprensión cuando la teoría va acompañada de la parte práctica; así como los aspectos teóricos están muy dispersos, con la parte práctica la situación es más complicada porque no existen textos especializados. Esa fue la razón fundamental para desarrollar el presente libro “Abastecimiento de Agua - Problemas Resueltos”, cuyas preguntas, en total 206 tanto teóricos y prácticos, corresponden a las prácticas y exámenes tomados como parte de la evaluación de los cursos de abastecimiento de agua.

El libro se ha dividido en diez capítulos, los cinco primeros sobre estudios y proyectos de inversión, período de diseño, proyección poblacional, consumo de agua, y volumen de almacenamiento corresponden al curso de Abastecimiento de Agua I; y los siguientes cinco capítulos sobre captación de fuentes de agua, canales, línea de conducción, línea de impulsión, y redes de distribución pertenecen al curso de Abastecimiento de Agua II. Ambos cursos se imparte en la Facultad de Ingeniería Ambiental de la Universidad Nacional de Ingeniería.

La teoría se complementa con problemas de aplicación, por eso en cada capítulo se ha considerado preguntas sobre teoría y luego, en mayor número, se presentan problemas con un nivel de explicación y desarrollo fundamentando cada paso que se sigue para su solución. Esperamos que el texto sea utilizado como complemento de aprendizaje de los aspectos teóricos.

El autor

CAPITULO 1

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INVERSION

Pregunta Nº 1: ¿Qué condiciones debe cumplir un sistema de abastecimiento de agua potable, explique brevemente?

Respuesta:

El objetivo de un sistema de abastecimiento de agua potable es proporcionar el servicio de agua potable al usuario, servicio que debe cumplir diferentes características, siendo las principales:

- Cobertura: el servicio se debe brindar a la mayor cantidad posible de población mediante una conexión domiciliaria, el ideal es una cobertura de 100%.

- Calidad: el agua potable debe cumplir con el Reglamento de Calidad de Agua para Consumo Humano.

- Cantidad: el usuario debe disponer del volumen de agua requerido para satisfacer sus necesidades sin ninguna restricción, puede consumir el volumen que esta dispuesto a pagar.

- Continuidad: el usuario debe tener la disponibilidad del servicio durante todo el día, el ideal es una continuidad de 24 horas.

- Costo: el costo del agua debe cubrir los costos de la infraestructura y de operación y mantenimiento, los costos deben ser eficientes, no debe financiar ineficiencias de la empresa.

- Cultura hídrica: el usuario debe hacer un uso racional del agua, sin producir pérdidas ni generando desperdicios.

Pregunta Nº 2: ¿Qué es un estudio definitivo?, y ¿Qué profesionales intervienen en su desarrollo?

Respuesta:

Un estudio definitivo es el desarrollo a nivel de ejecución de obra de la alternativa seleccionada en el estudio de factibilidad, el producto del estudio definitivo es un expediente técnico. Antes de su desarrollo se tiene que verificar que las condiciones en que se desarrollo el estudio de factibilidad se mantienen vigentes.

Los profesionales que intervienen son el director del estudio y un especialista en sistemas de agua potable y un especialista en sistemas de alcantarillado; los profesionales de apoyo son especialistas en: tratamiento de agua potable, tratamiento de aguas residuales, estructuras, instalaciones electromecánicas, en aguas superficiales, en aguas subterráneas, topografía, estudio de suelos, estudios de impacto ambiental, arqueólogo, costos y presupuestos.

Pregunta Nº 3: En el desarrollo de una Estudio de Factibilidad, uno de los estudios básicos que debe realizarse es la evaluación del sistema existente de agua potable. ¿En qué consiste dicho estudio?

Respuesta:

En el Estudio de Factibilidad se debe estudiar la oferta del sistema de agua potable, para lo cual se tiene que evaluar el sistema existente, y consiste básicamente en dos aspectos que deben ser analizados:

- Capacidad hidráulica existente, que consiste en evaluar cada componente del sistema de agua potable para estimar la capacidad hidráulica que tiene, sea mediante el caudal, volumen o potencia.

  Para la captación, línea de conducción, planta de tratamiento de agua potable, línea de impulsión, y redes de distribución, interesa conocer el caudal que pueden soportar cada una de estas unidades.

  Para los reservorios apoyados o elevados y las cisternas, se debe conocer el volumen de cada uno de ellos.

  Para la estación de bombeo, en lo que respecta al equipamiento se debe conocer el punto de operación, caudal de bombeo y altura dinámica, y la potencia de los equipos.

  En cada uno de los componentes se deben evaluar las características hidráulicas principales que permitan estimar la capacidad hidráulica, como el largo, ancho, altura, longitud, diámetro, coeficiente de rugosidad, altura disponible, etc., y utilizando las fórmulas adecuadas se determine su capacidad hidráulica.

- Estado de conservación de la estructura, que consiste en evaluar cada unidad operacional desde el punto de vista estructural, teniendo en cuenta el tiempo que viene prestando servicios, las labores de mantenimiento correctivo realizado, el mantenimiento preventivo aplicado, fallas estructurales visibles, fugas en las estructuras o instalaciones hidráulicas, etc.

  Este estudio define las obras de rehabilitación o mejoramiento a realizar en los componentes, o de ser pertinente se le deja fuera de servicio y se reemplaza por otra unidad operacional.

Pregunta Nº 4: En que consiste un proyecto, de un ejemplo e indique que personal profesional interviene.

Respuesta:

Un proyecto es la búsqueda de una solución inteligente al planteamiento de un problema tendiente a resolver. El proyecto surge como respuesta a una idea que busca ya sea la solución de un problema (reemplazo de tecnología obsoleta, abandono de una línea de productos) o la forma para aprovechar una oportunidad de negocio, que por lo general corresponde a la solución de un problema de terceros (demanda insatisfecha de algún producto).

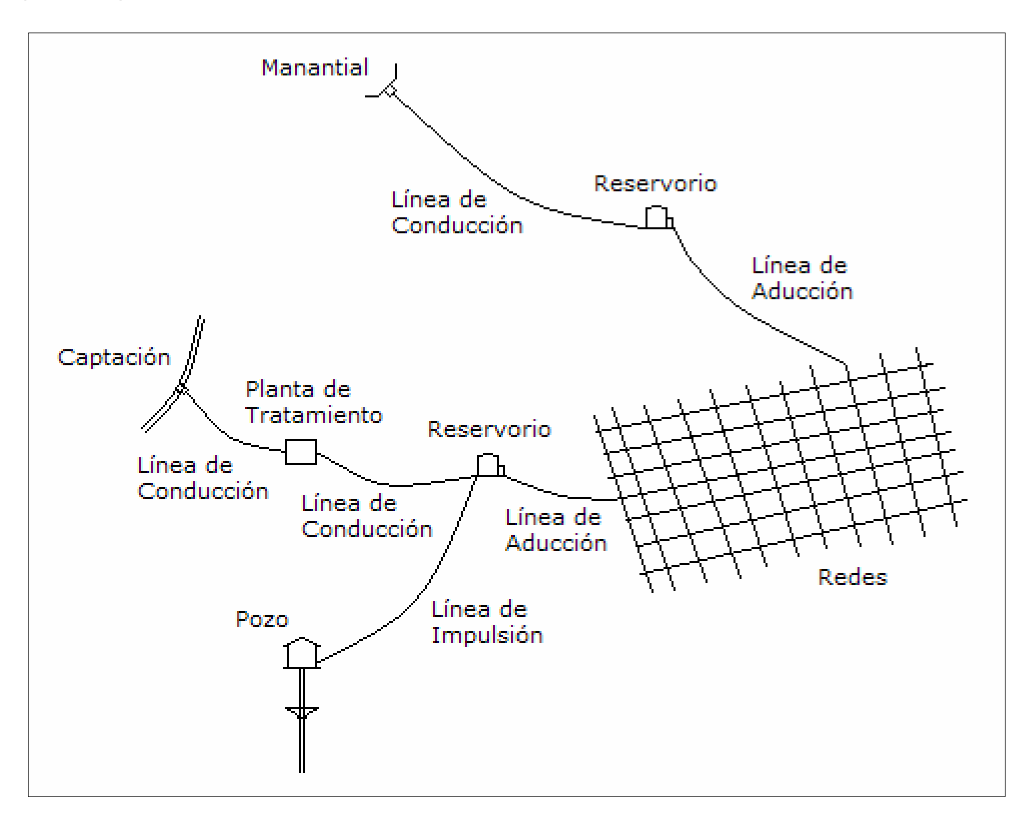
Por ejemplo el proyecto de una línea de conducción tiene como objetivo satisfacer la demanda insatisfecha de la población que no cuenta con el servicio de agua potable o mejorar el servicio de la población servida; los profesionales que intervienen en el desarrollo del proyecto son:

- Especialista en hidráulica, para el diseño de la línea de conducción.
- Especialista en topografía, para realizar el levantamiento topográfico del trazo de la línea.
- Especialista en estudios de suelos, para el estudio de suelos donde estará ubicada la línea.
- Especialista en estructuras, para el diseño de alguna estructura hidráulica que se requiera en la línea, como cajas rompe presión, cajas de válvula de purga, etc.
- Especialista en costos y presupuestos, para el desarrollo de los metrados, precios unitarios y el presupuesto.
- Especialista en impacto ambiental, para desarrollar el estudio de impacto ambiental sobre la línea.
- Especialista en arqueología, para certificar la inexistencia de restos arqueológicos en la ubicación de la línea.

Pregunta Nº 5: Proponga un esquema de un sistema de abastecimiento de agua potable, incluyendo todos los posibles componentes.

Respuesta:

Un sistema de abastecimiento con tres fuentes de abastecimiento se muestra en el siguiente gráfico:



En el esquema se muestra tres tipos de sistemas de abastecimiento que dependen del tipo de fuente de agua.

El primer sistema es una captación de agua subterránea mediante un manantial, luego con una línea de conducción se lleva hasta el reservorio, y finalmente con una línea de aducción se entrega el agua a la redes de distribución.

El segundo sistema es una captación de agua superficial, luego con una línea de conducción se lleva el agua hasta una planta de tratamiento y con otra línea de conducción se descarga en un reservorio, y finalmente con una línea de conducción se distribuye el agua a las redes.

El tercer sistema capta agua subterránea mediante un pozo, y con una línea de impulsión se lleva el agua hasta el reservorio del segundo sistema.

Pregunta Nº 6: El estudio de factibilidad esta compuesto de diversos estudios, dependiendo de cada caso particular, uno de ellos es el estudio de mercado. Explique

que comprende dicho estudio.

Respuesta:

El estudio de mercado comprende los siguientes estudios:

- Determinación del área de influencia del estudio: viene a ser el área actual que tiene los servicios, las áreas actuales consolidadas que no cuenta con los servicios, las áreas que están en proceso de consolidación, y las áreas consideradas como expansión futura.

- Estudio de la demanda: en función del crecimiento poblacional, la cobertura de los servicios, los consumos medidos y no medidos de agua para los diferentes usuarios, las variaciones de consumo, las pérdidas de agua, se determina la demanda futura de la población.

- Estudio de la oferta: es la evaluación de todos los componentes existentes de los sistemas, la evaluación tanto en su capacidad hidráulica como en su estado de conservación para determinar si se puede seguir utilizando dicha estructura o si es necesaria su rehabilitación.

- Balance de demanda y oferta: se determina las necesidades de ampliación de cada componente del sistema.

- Análisis socio económico: para determinar aspectos sociales y económicos de la población de la localidad, así como sus ingresos económicos y la capacidad de pago, y también se debe determinar la predisposición de pago por los servicios.

Pregunta Nº 7: Se va a desarrollar el estudio definitivo de agua potable de una localidad, la cual tendrá como fuente de abastecimiento aguas subterráneas que se explotará mediante pozos profundos. Como política de la empresa, se ha establecido que debe contratarse los profesionales que se harán cargo de dicho estudio. ¿Qué profesionales se contratará?

Respuesta:

Para el desarrollo del estudio definitivo de agua potable de una localidad, teniendo como fuente agua subterránea, la empresa debe conformar un equipo de profesionales integrado por las siguientes especialidades:

- Un director del estudio con experiencia en desarrollo de estudios definitivos.
- Especialista en diseño hidráulico de sistemas de abastecimiento de agua potable.
- Especialista en estudios hidrogeológicos para las aguas subterráneas.
- Especialista en diseños electromecánicos de sistemas de abastecimiento de agua potable.
- Especialista en diseño de estructuras hidráulicas.

- Especialista en estudios topográficos.
- Especialista en estudios de suelos.
- Especialista en costos y presupuestos.
- Especialista en impacto ambiental.
- Especialista en arqueología, para certificar la inexistencia de restos arqueológicos.

Pregunta Nº 8: Para el diseño de una planta de tratamiento de agua potable, se debe contar con los servicios profesionales de diversos especialistas. ¿Qué especialistas se necesita?, y ¿Cuál es la función de cada uno de ellos?

Respuesta:

Para el desarrollo del estudio definitivo de agua potable de una planta de tratamiento de agua potable se requiere conformar un equipo de profesionales integrado por las siguientes especialidades:

- Especialista en tratamiento de agua potable, quien realizará los diseños hidráulicos de la planta de tratamiento.
- Especialista en diseño estructural, quien se encargará de los diseños estructurales de la planta.
- Especialista en diseños electromecánicos, quien desarrollará los diseños eléctricos que el sistema de tratamiento requiera.
- Especialista en estudios topográficos, para realizar los levantamientos topográficos necesarios.
- Especialista en estudios de suelos, para determinar la calidad de suelos y los parámetros de diseño de las estructuras.
- Especialista en costos y presupuestos, para el desarrollo del presupuesto.
- Especialista en impacto ambiental, estudiará el impacto que ocasiona la construcción, operación y mantenimiento de la planta de tratamiento
- Especialista en arqueología, para certificar la inexistencia de restos arqueológicos en la zona de estudio.

Pregunta Nº 9: El estudio de suelos tiene su importancia principalmente cuando se está desarrollando el estudio definitivo. ¿Cuál es el objetivo principal para realizar dicho estudio?

Respuesta:

El estudio de suelos se desarrolla en un estudio definitivo para poder definir los siguientes aspectos:

- Para fines de presupuesto: se tiene interés para conocer el tipo de terreno que se va a encontrar debajo de la superficie, que puede ser normal, rocoso, semirocoso arenoso, con napa freática, etc., esta información se utiliza para determinar el análisis de costos unitarios para cada tipo de suelo y definir el costo total de

movimiento de tierra.

- Para el diseño de las estructuras: el análisis de suelos con las características químicas del terreno y otros parámetros de diseño estructural como la capacidad portante, el esfuerzo cortante, límite líquido, límite plástico, etc., se utilizan para el diseño de la cimentación y de las estructuras hidráulicas, y determinar si el suelo es agresivo al concreto o las tuberías que se van a emplear, y tomar las medidas necesarias para evitar el daño de las estructuras o tuberías.

CAPITULO 2

PERIODO DE DISEÑO

Pregunta Nº 1: Defina el concepto de período de diseño óptimo.

Respuesta:

El período de diseño es el período de tiempo en el cual un componente o un sistema prestan servicio eficientemente a su máxima capacidad, su oferta será mayor o igual a la demanda del área de servicio. El período de diseño óptimo esta relacionado con aspectos técnicos económicos, y se refiere al período de tiempo máximo de ampliación, de un componente o sistema, en el cual el valor presente de todas las ampliaciones futuras tienen el mínimo costo de inversión total.

Pregunta Nº 2: La función de costo de un componente de agua potable puede expresarse como: $C = K\,M^{a}$, donde "K" es una constante y "a" factor de economía de escala. Demuestre la variación de costo unitario en función de la magnitud "M", de acuerdo a los diversos valores que puede tomar "a".

Respuesta:

El costo total del componente esta dado por la ecuación:

$$C = K\,M^{a}$$

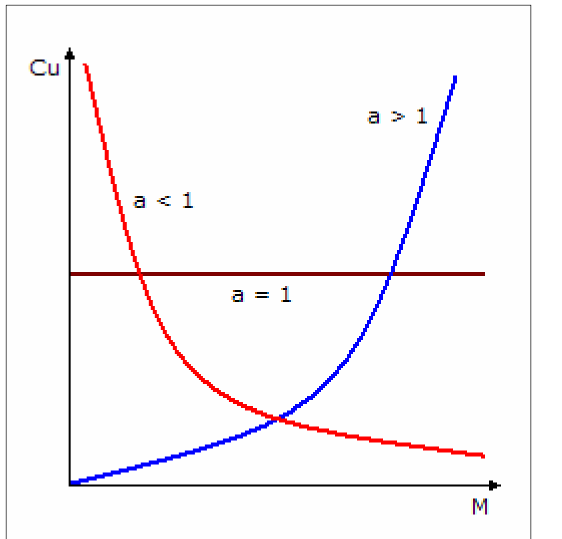
Y el costo unitario del componente tiene la siguiente ecuación:

$$Cu = \frac{K\,M^{a}}{M} \qquad \Rightarrow \qquad Cu = K\,M^{a-1}$$

Se puede observar que el costo unitario depende de la magnitud “M”, de la constante “K”, y del factor de economía de escala “a”. La variación del costo unitario, por la forma de la ecuación, depende fundamentalmente del factor de economía de escala, se hará el análisis para los diferentes valores que puede tomar dicho factor, para lo cual se establece tres casos de estudio, los cuales se reflejan en el gráfico adjunto:

- Primer caso: a > 1

  En este caso la ecuación de costo unitario tiene una forma polinómica y se observa que el costo unitario aumenta conforme va aumentando la magnitud, existe deseconomía de escala.



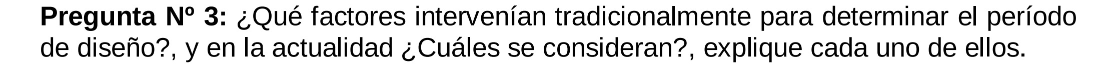
- Segundo caso: a = 1

  En este caso la ecuación de costo unitario depende solamente de la constante “K”, es decir el costo unitario tiene un valor constante independientemente de la magnitud, no existe economía ni deseconomía de escala.



- Tercer caso: a < 1

  En este caso la ecuación de costo unitario tiene una forma hiperbólica y se observa que el costo unitario disminuye conforme aumenta la magnitud, existe economía de escala.



Pregunta Nº 3: ¿Qué factores intervenían tradicionalmente para determinar el período de diseño?, y en la actualidad ¿Cuáles se consideran?, explique cada uno de ellos.

<u>Respuesta</u>:

Los factores que influyen en el período de diseño son:

- Vida útil de las instalaciones: depende de la resistencia física del material a factores adversos (medio ambiente). Siendo un sistema de abastecimiento de agua una obra muy compleja, constituido por obras de concreto, metálicas, tuberías, estaciones de bombeo, etc., cuya resistencia física es variable, no es posible pensar en períodos de diseño uniforme.

- Costos de inversión: el período de diseño esta ligado íntimamente a factores económicos, por eso se debe analizar los componentes de un sistema de

abastecimiento de agua, la dificultad o facilidad de su construcción influye en mayores o menores períodos de inversiones nuevas. Aquí es necesario plantear la construcción de componentes del sistema por etapas.

- Crecimiento poblacional: el crecimiento poblacional depende de factores económicos, sociales y del desarrollo industrial. Para ciudades de crecimiento rápido el período de diseño debe ser corto, caso contrario puede haber un colapso financiero; para crecimientos lentos, se puede ampliar el período de diseño.

- Financiamiento: las obras de abastecimiento representan una gran inversión inicial, siendo necesario su financiamiento a través de organismos financieros, se debe hacer estimaciones de interés y de costo capitalizado para que pueda aprovecharse más útilmente la inversión hecha. Esta es una condición que conduce a hacer un análisis económico incluyendo las diversas variables que intervienen en la fijación de un período de diseño adecuado.

Actualmente para determinar el período de diseño se utilizan criterios técnicos y económicos, y en la deducción de las fórmulas de cálculo se emplean los criterios de costos de inversión, la demanda que esta relacionada con el crecimiento población y el financiamiento relacionado con la tasa de interés o costo de oportunidad de capital. No se considera la vida útil de las instalaciones, porque el período de diseño es menor que la vida útil, pero si interviene la tecnología a través de su ecuación de costo y el factor de economía de escala.

Pregunta Nº 4: Mencione los pasos a seguir para determinar el período óptimo de diseño para un proyecto integral cuando existe déficit inicial.

Respuesta:

Un proyecto integral consiste de varios componentes, para determinar el período óptimo de diseño cuando existe déficit inicial se tiene que seguir los siguientes pasos:

- Determinar la ecuación de costos para la ampliación del sistema de la localidad, en función de la demanda total.
- Para encontrar la ecuación de costos se necesita como datos la demanda total con su respectivo costo.
- Se fijan tiempos en los cuales se encontrará la demanda y el costo de la ampliación, se puede tomar el inicio del período de diseño y luego cada cierto período hasta el final del período de planeamiento o período de diseño.
- Para cada tiempo se determina la demanda total, a la cual se le resta la oferta de cada componente y se obtiene la ampliación de dicho componente, luego se determina el costo de la ampliación con un prediseño o una fórmula de costo del componente, se suman el costo de todas las ampliaciones y se tiene el costo total.
- De lo anterior se tiene la demanda total y el costo requerido para satisfacer dicha demanda, de igual forma se procede para los siguientes tiempos para determinar la demanda total y el costo total.

- Con los datos de demanda y costo total de ampliación se determina la ecuación de costo de la ampliación del sistema empleando el método de los mínimos cuadrados.
- De la ecuación de costo se determina el factor de economía de escala que se utilizará para determinar el período de diseño.
- Como el sistema tiene déficit inicial, se encontrará el número de años de déficit a partir del primer componente del sistema que entra en déficit.
- Con los datos de factor de economía de escala, número de años de déficit y la tasa de interés, se aplica la ecuación del período óptimo de diseño con déficit inicial.

Pregunta Nº 5: ¿Cómo conceptualiza el período óptimo de diseño con y sin déficit inicial?

Respuesta:

El período de diseño se inicia cuando los componentes entran en operación, es decir cuando se ha concluido su construcción y se hace la operación de puesta en marcha.

De acuerdo a la curva de proyección de la demanda para determinar si existe o no déficit al año de inicio del período de diseño, la demanda de la población se compara con la oferta del sistema existente.

Si la demanda es igual a la oferta, entonces al inicio del período de diseño hay un equilibrio entre la demanda y la oferta y el período óptimo de diseño se determina sin déficit inicial.

Si la demanda es mayor que la oferta, entonces al inicio del período de diseño hay un déficit de la oferta, y el período de diseño óptimo de diseño se determina con déficit inicial.

Pregunta Nº 6: El período óptimo de diseño sin déficit inicial depende del factor de economía de escala y del costo de oportunidad del capital. Estudie la variación del período de diseño para las variaciones aceptables de los factores indicados.

Respuesta:

Para el factor de economía de escala (α), se toma los valores: 0.2, 0.4, 0.6, y 0.8.

Para el costo de oportunidad de capital (r), se toman los valores: 8%, 10%, 12% y 14%.

Aplicando la fórmula del período óptimo de diseño sin déficit inicial se tiene:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.20)^{1.12}}{0.08} \qquad \Rightarrow \qquad X = 25.3 \text{ años}$$

De igual forma se calcula el período óptimo de diseño para todos los valores, obteniéndose los siguientes resultados:

r \ α	0.2	0.4	0.6	0.8
0.08	25.3	18.3	11.6	5.4
0.10	20.3	14.7	9.3	4.3
0.12	16.9	12.2	7.8	3.6
0.14	14.5	10.5	6.7	3.1

Para un costo de oportunidad de capital (r) constante, el período óptimo de diseño disminuye conforme aumenta el factor de economía de escala (α), y viceversa.

Para un factor de economía de escala (α) constante, el período óptimo de diseño disminuye conforme aumenta el costo de oportunidad de capital (r), y viceversa.

Conforme se incrementa el factor de economía de escala (α) y el costo de oportunidad de capital (r), el período óptimo de diseño disminuye, y viceversa.

Pregunta Nº 7: Explique las diferentes metodologías que pueden emplearse para determinar el período óptimo de diseño para un estudio definitivo de una localidad.

Respuesta:

Para determinar el período óptimo de diseño de un estudio definitivo se puede emplear dos metodologías: mediante la ecuación de costos de ampliación del sistema de agua potable, y a partir de los períodos óptimos de diseño de cada componente por su participación en el costo total del estudio definitivo.

Para el primer caso, se tiene que determinar la ecuación de costos de la ampliación del sistema de abastecimiento, para lo cual se fija un año determinado, por ejemplo el presente año y se determina la demanda de la localidad, con esto se determina la ampliación de cada componente, luego se evalúa el costo de la ampliación de cada componente, y finalmente se determina el costo total del sistema. Lo mismo se hace para otro año, por ejemplo cada quinquenio, y para cada caso se tendrá la demanda y el costo de la ampliación para esa demanda. Con estos datos se determina la ecuación de costos de la ampliación del sistema, y se obtiene el factor de economía de escala de la localidad para determinar el período de diseño. El sistema entra en déficit cuando uno de los componentes entra en déficit, esto se aplicará para determinar con respecto al inicio del período de diseño si el sistema tiene o no déficit.

Para el segundo caso, se tiene que determinar el período óptimo de diseño de cada componente, luego se determina el período de diseño promedio a partir de los períodos óptimos de diseño de los componentes. Se determina la demanda al final del período de diseño promedio, luego la ampliación de cada componente y el costo de la ampliación de cada componente. Se determina el costo total del sistema y el

porcentaje de participación de cada componente en el costo total, con este valor se encuentra la participación de cada componente del sistema con su período óptimo de diseño, lo que viene a ser el promedio ponderado del costo de cada componente con respecto a su período óptimo de diseño. Se suman todas las participaciones de período óptimo de diseño y este valor es el nuevo período de diseño del sistema, con este se inicia nuevamente el cálculo hasta que el período de inicio y el período final del cálculo sean iguales.

Pregunta Nº 8: El costo de una línea de conducción esta en función de su longitud (linealmente) y del diámetro de la tubería (exponencialmente). Proponga un procedimiento para determinar la ecuación de costo en función del caudal que pasa por la línea de conducción, y obtener directamente el factor de economía de escala.

Respuesta:

La ecuación de costo de una línea de conducción es:

$$C = K\, D^{\alpha}\, L$$

Donde: K y α, son constantes propias de cada tecnología de tubería; L es la longitud de la línea de conducción, D es el diámetro de la tubería, y C es el costo total de la línea de conducción instalada.

Para determinar la ecuación de costo se tiene que tener datos sobre los diámetros y sus respectivos costos de tubería instalada. Con dicha información y aplicando el método de los mínimos cuadrados se determina la siguiente ecuación:

$$C = K\, D^{\alpha}$$

Esta ecuación representa el costo unitario de la línea, a la cual se tiene que aplicar la longitud para determinar el costo total. El exponente no representa el factor de economía de escala porque el diámetro no es representativo de capacidad.

Para relacionar el costo de la línea de conducción con la variable de caudal, se debe utilizar una ecuación hidráulica que considere todas las variables que intervienen en el diseño de la línea, como la fórmula de Hazen y Williams:

$$H = 1741\,\frac{L\,Q^{1.85}}{D^{4.87}\,C^{1.85}}$$

Donde: Q es el caudal que conduce la línea, L la longitud de la línea, D el diámetro de la tubería, C el coeficiente de rugosidad de la tubería, y H la carga disponible.

De esta ecuación se despeja el diámetro en función de las otras variables, obteniéndose:

$$D = \frac{4.629\ L^{0.205}}{H^{0.205}\ C^{0.38}}\ Q^{0.38}$$

Esta expresión se reemplaza en la ecuación de costo de la línea de conducción:

$$C = K\ (\frac{4.629\ L^{0.205}}{H^{0.205}\ C^{0.38}}\ Q^{0.38}\ )^{\alpha}\ L$$

$$C = K\ L\ (\frac{4.629\ L^{0.205}}{H^{0.205}\ C^{0.38}})^{\alpha}\ Q^{0.38\alpha}$$

Como se puede observar esta ecuación sería valida solamente para una determinada línea que tiene como características su longitud (L) y la carga disponible (H).

Pregunta Nº 9: La conexión domiciliaria de agua potable viene a ser el componente por el cual el usuario utiliza el sistema de abastecimiento. ¿Cuál es el criterio que debe tenerse en cuenta para determinar el período de diseño de este componente?

Respuesta:

Las conexiones domiciliarias utilizadas en un sistema de abastecimiento tienen como característica importante el diámetro de la tubería, siendo las más utilizadas de 1/2", 3/4", y 1”

Si se establece como característica principal el diámetro de la tubería y se mantienen constantes otros aspectos de la conexión, como el tipo de terreno, tipo de tubería, longitud, etc., para estas condiciones el costo unitario de la conexión sería constante y el factor de economía de escala sería la unidad, por consiguiente, el período óptimo de diseño sería:

$$X = \frac{2.6\ (1 - 1)^{1.12}}{r} \qquad \Rightarrow \qquad X = 0 \text{ años}$$

Siendo el período óptimo de diseño cero, el período de diseño esta relacionado con la vida útil de los diferentes materiales que conforman la conexión domiciliaria. En la práctica una conexión domiciliaria se reemplaza cuando concluye su vida útil de los materiales, y no se emplea criterios económicos para su reemplazo porque no existe economía de escala.

Sin embargo, se puede utilizar un criterio económico para lo cual se debe determinar la ecuación de costo por conexión domiciliaria en función del diámetro de la tubería de la conexión domiciliaria:

$C = K\,D^{\alpha}$

Donde: K y α, son constantes propias de cada tecnología de tubería, D es el diámetro de la tubería, y C es el costo unitario de la conexión domiciliaria.

Para determinar la ecuación de costo se tiene que tener datos sobre los diámetros y el costo de la conexión domiciliaria. Con dicha información y aplicando el método de los mínimos cuadrados se determina los valores de K y α.

Esta ecuación representa el costo unitario de la línea, a la cual se tiene que aplicar el número de conexiones domiciliarias para determinar el costo total. El exponente no representa el factor de economía de escala porque el diámetro no es representativo de capacidad.

Para relacionar el costo de la conexión con la variable de caudal, se debe utilizar una ecuación hidráulica que considere todas las variables que intervienen en el diseño de la línea, siendo diámetros menores de 2" la ecuación correcta para su aplicación es la de Darcy:

$$hf = \frac{8\,f\,L\,Q^2}{g\,\pi^2\,D^5}$$

Donde: Q es el caudal que conduce la conexión, L la longitud de la línea, D el diámetro de la tubería, f el coeficiente de fricción, y H la carga disponible.

Para determinar el valor de "f" se utiliza la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2\log\left(\frac{Ks}{3.71\,D} + \frac{2.51\,\pi\,\upsilon\,D}{4\,Q\,\sqrt{f}}\right)$$

Donde: Ks es la rugosidad absoluta, y ν es la viscosidad cinemática del agua.

De las dos ecuaciones no es posible despejar en forma explicita el diámetro en función de las otras variables para que sea reemplazada en la ecuación de costos, con lo cual no es posible encontrar el exponente del caudal a partir del cual se determina el factor de economía de escala.

Una aproximación sería utilizar la fórmula de Hazen y Williams, ya que esta se utiliza para diámetros mayores o iguales a 2":

$$H = 1741\,\frac{L\,Q^{1.85}}{D^{4.87}\,C^{1.85}}$$

Donde: Q es el caudal que conduce la conexión, L la longitud de la línea, D el

diámetro de la tubería, C el coeficiente de rugosidad de la tubería, y H la carga disponible.

De esta ecuación se despeja el diámetro en función de las otras variables, obteniéndose:

$$D = \frac{4.629\ L^{0.205}}{H^{0.205}\ C^{0.38}}\ Q^{0.38}$$

Esta expresión se reemplaza en la ecuación de costo de la conexión domiciliaria:

$$C = K\ (\frac{4.629\ L^{0.205}}{H^{0.205}\ C^{0.38}}\ Q^{0.38}\ )^{\alpha}$$

$$C = K\ (\frac{4.629\ L^{0.205}}{H^{0.205}\ C^{0.38}})^{\alpha}\ Q^{0.38\alpha}$$

De esta ecuación el factor de economía de escala es: 0.38α, valor con el cual se puede estimar el período de diseño.

Pregunta Nº 10: Explique utilizando gráficos, como varía el período óptimo de diseño cuando en un sistema de abastecimiento se implementa programas de control de pérdidas y programas orientados a la población para que haga un uso racional del agua.

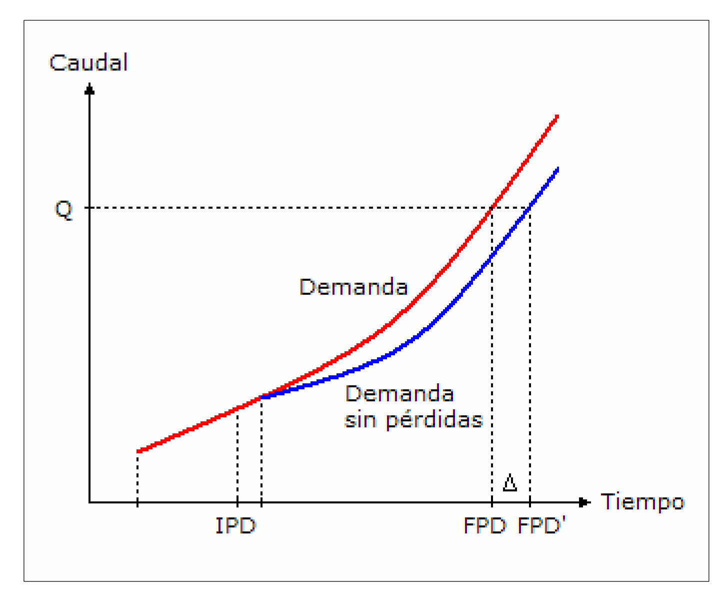
Respuesta:

Cuando se determina la proyección de la demanda sin considerar la disminución de las pérdidas y sin que el usuario tenga incentivos para hacer un uso racional del agua, la demanda se incrementa significativamente. Y con esta demanda se determina, para el período óptimo de diseño, la capacidad total y la capacidad de la ampliación de los componentes.

Si se implementa un programa de control de pérdidas estas se reducen hasta un valor técnicamente aceptable con lo cual el sistema dispone de una oferta adicional por disminución de pérdidas; si además, se desarrolla un programa de educación sanitaria a la población para que hagan un uso racional del servicio de agua potable eliminando las pérdidas que tengan en los diversos aparatos sanitarios o reduzcan el desperdicio de agua cambiando sus hábitos de consumo, se logra disminuir en forma importante el consumo de agua.

Sumando ambos efectos, la disminución de pérdidas y la reducción del consumo, se disminuye la proyección de la demanda, esto se observa en el siguiente gráfico.

El período de diseño se inicia con la demanda que considera las pérdidas (línea roja), luego se implementa el programa de control de pérdidas y programa de uso racional del agua, y la demanda (línea azul) ya sin pérdidas disminuye.



La capacidad del sistema inicialmente se diseño y construyo para una demanda "Q", luego de la corrección de la demanda, la oferta es constante pero la demanda disminuye y esta nueva demanda alcanza a la oferta en el tiempo "FPD'", con lo cual el período de diseño se incrementa en "Δ" años.

Pregunta Nº 11: En el presente año, en 1991, se desea hacer la ampliación de una línea de conducción que tiene una capacidad de 85 lps, la variación de caudal promedio es 36.30×1.04^{t}, en lps, t = 0 para 1981. Si el costo de la tubería en dólares por metro lineal es $8.20\ Q^{0.25}$, caudal en lps. Programar el nuevo diseño de ésta ampliación, considerar una tasa de interés de 11%.

<u>Solución</u>:

Considerando como inicio del período de diseño el año 1992. Definición de la fórmula de período de diseño a emplear:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$85 = 1.3 \times 36.30 \times 1.04^{t}$ => t = 15.00

Número de años de déficit:

Xo = 1992 – (1981 + 15) => Xo = - 4.00 años

El sistema no presenta déficit para el año 1992, tiene capacidad hasta el año 1996, la ampliación tiene que programarse a partir del año 1996, y será con período óptimo de diseño sin déficit inicial.

Período de diseño sin déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\ (1 - 0.25)^{1.12}}{0.11} \quad => \quad X = 17.13 \text{ años}$$

El período de diseño sin déficit inicial es 17 años.

Capacidad de la ampliación:

Tiempo originado por el período de diseño:

$t = 1996 + 17 – 1981 \quad => \quad t = 32$

Caudal al final del período de diseño:

$Q = 1.3 \times 36.30 \times 1.04^{32} \quad => \quad Q = 165.55$ lps

Caudal de ampliación:

$Q = 165.55 – 85 \quad => \quad Q = 80.55$ lps

La ampliación será para un caudal de 80.55 lps.

Pregunta Nº 12: En el año 1982 se realizó el Estudio de Factibilidad de la ciudad de Talara, para satisfacer la demanda de los años 1985 y 2004, determinándose que el costo de las obras en miles de dólares es $ 2,090.00 y $ 2,798.00, respectivamente; la población que se beneficia para cada año es de 70,225 y 103,159 habitantes. También se estableció un déficit aparente de 19,427 habitantes con un valor incremental promedio de 3,539 hab/año. Cual es a su criterio el período óptimo de diseño que se debió usar en el Estudio de Factibilidad, considerar una tasa de interés del 11%.

Solución:

Costo del sistema de abastecimiento en función de la población beneficiada:

$2,090 = K \times 70,225^{\alpha}$ y $2,798 = K \times 103,159^{\alpha}$

Resolviendo:

$K = 0.4358$ y $\alpha = 0.7595$

$C = 0.4358\ Pob^{0.7595}$

Número de años de déficit del sistema:

$$Xo = \frac{19,427}{3,539} \quad => \quad Xo = 5.49 \text{ años}$$

Existe déficit, entonces el período óptimo de diseño será calculado con déficit inicial.

Período de diseño con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.7595)^{1.12}}{0.11} \quad => \quad X = 4.79 \text{ años}$$

$$X1 = 4.79 + \left(\frac{1 - 0.7595}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{5.49^{0.9}}{(4.79 + 5.49)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 7.66 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial debe ser 8 años.

Problema Nº 13: En la ciudad de Huancayo se realizó el Estudio de Factibilidad obteniéndose una población para el año 1975 de 20,000 habitantes, la dotación fue de 200 l/hab.día y el coeficiente máximo diario es 1.3, considerando el almacenamiento de 20% del consumo diario. La población de diseño creció en 4% por el método del INEI. El volumen existente del reservorio es de 1,200 m^3. El costo de la construcción es: Costo = 10 $V^{0.6}$, y la tasa de interés es 11%. Determinar: el período óptimo de diseño a partir del año 1991, y el volumen que se debe ampliar el reservorio al final del período de diseño.

Solución:

Ecuación de la demanda de almacenamiento:

$Vr = 20{,}000 \times 0.200 \times 0.20$ => $Vr = 800\ m^3$

$Vf = 800 \times 1.04^{t}$; $t = 0$ en 1975

Definición de la fórmula de período de diseño a emplear:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$1{,}200 = 800 \times 1.04^{t}$ => $t = 10.34$

Número de años de déficit:

$Xo = 1991 – (1975 + 10.34)$ => $Xo = 5.66$ años

Existe déficit, el período de diseño será calculado con la ecuación de déficit inicial.

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.60)^{1.12}}{0.11} \quad => \quad X = 8.47 \text{ años}$$

$$X1 = 8.47 + (\frac{1 - 0.60}{0.11})^{0.7} + \frac{5.66^{0.9}}{(8.47 + 5.66)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 11.91 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 12 años.

Volumen de ampliación del reservorio:

Tiempo originado por el período de diseño:

$t = 1991 + 12 - 1975$ => $t = 28$

Volumen de almacenamiento al final del período de diseño:

$Vf = 800 \times 1.04^{28}$ => $Vf = 2{,}399 \text{ m}^3$

Volumen de ampliación:

$V = 2{,}399 - 1{,}200$ => $V = 1{,}199 \text{ m}^3$

El volumen del reservorio a ampliar es 1,199 m^3.

Pregunta Nº 14: Las obras de captación han sido realizadas en el año "0" para satisfacer a los 50 años la demanda diaria anual de diseño de 1,170 lps con un valor de variación diaria de 1.3. Si la demanda promedio diario anual habrá de crecer con la tasa de crecimiento compuesto de 2% anual. ¿Cuál sería el porcentaje de capacidad ociosa en el décimo año de funcionamiento y en el día de máxima demanda de este mismo año, respectivamente?

Solución:

Se debe determinar la ecuación de la demanda, primero se determinará la demanda promedio diaria anual a los 50 años es:

$$Qp = \frac{1{,}170}{1.3} \quad => \quad Qp = 900 \text{ lps}$$

Caudal promedio en el año "0":

$$Qp = \frac{900}{1.02^{50}} \quad => \quad Qp = 334.38 \text{ lps}$$

Ecuación de la demanda promedio:

$Qp = 334.38 \times 1.02^{t}$; t = 0 en el año "0"

Caudal promedio para el año 10:

$Qp = 334.38 \times 1.02^{10}$ => $Qp = 407.60$ lps

Porcentaje de ociosidad para el caudal promedio del año 10:

$$\%Ocios. = 1 - \frac{407.60}{1,170}$$ => %Ocios. = 65.16 %

Caudal máximo diario para el año 10:

$Qmd = 1.3 \times 407.60$ => $Qmd = 529.88$ lps

Porcentaje de ociosidad para el caudal máximo diario del año 10:

$$\%Ocios. = 1 - \frac{529.88}{1,170}$$ => %Ocios. = 54.71 %

Pregunta Nº 15: El sistema de abastecimiento de una ciudad, para el año 1991, tiene una planta de tratamiento de 55 lps y un reservorio de 900 m^3. En el año 1988 se hicieron los diseños de ampliación, una planta de 45 lps y un reservorio de 700 m^3. Considerando los factores de economía de escala de 0.70 y 0.60 para la planta de tratamiento y reservorio, respectivamente, y el caudal promedio: 41.7×1.035^t, t = 0 para 1981; analizar si los diseños indicados pueden ser utilizados.

<u>Solución</u>:

Se analizará si los diseños existentes son adecuados para ampliar los componentes, para un inicio del período de diseño en el año 1992, y considerando una tasa de interés de 11%.

Análisis para la planta de tratamiento:

Caudal de diseño, para un coeficiente de variación diaria de 1.3:

$Qmd = 1.3 \times 41.7 \times 1.035^t$ => $Qmd = 54.21 \times 1.035^t$

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$55 = 54.21 \times 1.035^t$ => $t = 0.42$

Número de años de déficit:

$Xo = 1992 - (1981 + 0.42)$ => $Xo = 10.58$ años

Existe déficit al inicio del período de diseño, el período óptimo de diseño se calcula con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.70)^{1.12}}{0.11} \quad => \quad X = 6.14 \text{ años}$$

$$X1 = 6.14 + \left(\frac{1 - 0.70}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{10.58^{0.9}}{(6.14 + 10.58)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 9.70 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 10 años.

Capacidad de la ampliación:

Tiempo originado por el período de diseño:

$t = 1992 + 10 - 1981 \quad => \quad t = 21$

Caudal al final del período de diseño:

$Qmd = 54.21 \times 1.035^{21} \quad => \quad Q = 111.64$ lps

Caudal de ampliación:

$Q = 111.64 - 55 \quad => \quad Q = 56.65$ lps

La ampliación de la planta de tratamiento será para una capacidad de 56.65 lps, siendo la capacidad del diseño existente de 45 lps, este no se puede utilizar.

Análisis para el reservorio, considerando solamente el volumen de regulación y con una regulación de 25% del volumen promedio diario:

Volumen de diseño:

$V = 0.25 \times 86.4 \times 41.7 \times 1.035^{t} \quad => \quad V = 900.72 \times 1.035^{t}$

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$900 = 900.72 \times 1.035^{t} \quad => \quad t = -0.02$

Número de años de déficit:

$Xo = 1992 - (1981 - 0.02) \quad => \quad Xo = 11.02$ años

Existe déficit al inicio del período de diseño, el período óptimo de diseño se calcula con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.60)^{1.12}}{0.11} \quad => \quad X = 8.47 \text{ años}$$

$$X1 = 8.47 + \left(\frac{1 - 0.60}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{11.02^{0.9}}{(8.47 + 11.02)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 12.40 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 12 años.

Capacidad de la ampliación:

Tiempo originado por el período de diseño:

$t = 1992 + 12 - 1981$ => $t = 23$

Volumen al final del período de diseño:

$V = 900.72 \times 1.035^{23}$ => $V = 1{,}987.09\ m^3$

Volumen de ampliación:

$V = 1{,}987.09 - 900$ => $V = 1{,}087.01\ m^3$

La ampliación del reservorio debe ser para un volumen de 1,087.09 m^3, siendo la capacidad del diseño existente de 700 m^3, este no se puede utilizar.

Pregunta Nº 16: En el presente año, 1991, se desea realizar la ampliación de una línea de conducción existente de 10” de diámetro y 2,650 m de longitud, el desnivel entre la captación y la planta de tratamiento es de 35.50 m. El caudal promedio tiene la siguiente ecuación: $Qp = 52 \times 1.03^{t}$, t = 0 en 1981; costo de la tubería: $C = 1.21\ D^{1.46}$.

Solución:

Considerando para la tubería un coeficiente de rugosidad de 130, y un coeficiente de variación diaria de 1.30.

Capacidad de la línea de conducción existente:

$$35.50 = 1741 \frac{2{,}650\ Q^{1.85}}{10^{4.87} \times 130^{1.85}} \quad => \quad Q = 95.97 \text{ lps}$$

Caudal de diseño de la línea de conducción:

$Qmd = 1.3 \times 52 \times 1.03^{t}$ => $Qmd = 67.60 \times 1.03^{t}$

La fórmula de Hazen y Williams en función del caudal y diámetro:

$D = K' Q^{1.85/4.87}$ => $D = K' Q^{0.38}$

Factor de economía de escala:

$C = 1.21 \times (K' Q^{1.85/4.87})^{1.46}$ => $C = K'' Q^{0.555}$

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$95.97 = 67.60 \times 1.03^{t}$ => $t = 11.86$

Número de años de déficit:

$Xo = 1991 – (1981 + 11.86)$ => $Xo = -1.86$ años

No existe déficit, la línea de conducción tiene capacidad hasta el año 1993. El período de diseño se determinará con la fórmula sin déficit inicial, para una tasa de interés de 11%:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.555)^{1.12}}{0.11}$$ => $X = 9.54$ años

El período óptimo de diseño sin déficit inicial es 10 años.

Capacidad de la ampliación:

Tiempo originado por el período de diseño:

$t = 1993 + 10 – 1981$ => $t = 22$

Caudal al final del período de diseño:

$Qmd = 67.60 \times 1.03^{22}$ => $Qmd = 129.53$ lps

Caudal de ampliación:

$Q = 129.53 – 95.97$ => $Q = 33.56$ lps

La ampliación de la línea de conducción existente será para una capacidad de 33.56 lps.

Pregunta Nº 17: Las obras de captación han sido ejecutadas en el año 1992, para satisfacer en el año 2025 una población de 45,000 habitantes, con una dotación de 150 Lphd, coeficiente de variación diaria de 1.30, coeficiente de variación horaria de 1.80.

Si la población tiene un crecimiento con la tasa de interés compuesto del 2% anual, ¿Cuál sería el porcentaje de capacidad ociosa en el caudal máximo horario en el año 1992?

Solución:

La demanda promedio diaria anual para el año 2025:

$$Qp = \frac{45{,}000 \text{ x } 150}{86{,}400} \quad => \quad Qp = 78.13 \text{ lps}$$

Caudal promedio en el año "0":

$$Qp = \frac{78.13}{1.02^{33}} \quad => \quad Qp = 40.64 \text{ lps}$$

Ecuación de la demanda promedio:

$Qp = 40.64 \times 1.02^{t}$; $t = 0$ en el año 1992

Ecuación del caudal máximo horario:

$$Qmh = 1.8 \times 40.64 \times 1.02^{t} \quad => \quad Qmh = 73.16 \times 1.02^{t}$$

Para el año 1992, con t = 0, el caudal máximo horario es 73.16 lps.

Para el año 2025, el caudal máximo horario es:

$$Qmh = 1.8 \times 78.13 \quad => \quad Qmh = 140.63 \text{ lps}$$

Porcentaje de ociosidad para el caudal máximo horario en el año 1992:

$$\%Ocios. = 1 - \frac{73.16}{140.63} \quad => \quad \%Ocios. = 47.98\ \%$$

Pregunta Nº 18: Se desea determinar la ecuación de costo para reservorios apoyados, para lo cual se dispone de la siguiente información:

Volumen (m^3)	Caudal (lps)	Costo ($)
2,500	105.7	116,163
1,000	41.3	57,352
700	27.4	40,286
500	23.1	30,116

Analice tres alternativas de ecuación de costo del reservorio, y seleccione la más representativa.

Solución:

La ecuación de costo más representativa no necesariamente permite obtener el factor de economía de escala, por consiguiente no es necesario verificar la disminución del costo unitario.

Primera alternativa de ecuación de costo: $C = K\,V^{\alpha}$

Cambiando a una ecuación lineal para aplicar el método de los mínimos cuadrados:

$\log C = \log K + \alpha \log V$ => $y = a + b\,x$

$y = \log C$; $a = \log K$; $b = \alpha$; $x = \log V$

x = log V	y = log C	x^2	y^2	xy
2.698970	4.478797	7.284439	20.059625	12.088140
2.845098	4.605154	8.094583	21.207445	13.102115
3.000000	4.758549	9.000000	22.643784	14.275646
3.397940	5.065068	11.545996	25.654912	17.210797
11.942008	18.907568	35.925018	89,565766	56.676697

Determinando los valores de K y α:

$$a = \frac{18.907568 \text{ x } 35.925018 - 11.942008 \text{ x } 56.676697}{4 \text{ x } 35.925018 - 11.942008^{2}}$$

$a = 2.224264$ => $K = 10^{2.224264}$

$K = 167.60$

$$b = \frac{4 \text{ x } 56.676697 - 11.942008 \text{ x } 18.907568}{4 \text{ x } 35.925018 - 11.942008^{2}}$$

$b = 0.8383$ => $\alpha = 0.8383$

Ecuación de costo:

$C = 167.60\,V^{0.8383}$

Coeficiente de correlación:

$$r = \frac{4 \times 56.676697 - 11.942008 \times 18.907568}{\sqrt{4 \times 35.925018 - 11.942008^2}\ \sqrt{4 \times 89.565766 - 18.907568^2}}$$

r = 0.9987

Segunda alternativa de ecuación de costo: $C = K\,Q^{\alpha}$

Cambiando a una ecuación lineal y aplicando el método de los mínimos cuadrados:

log C = log K + α log Q => y = a + b x

y = log C ; a = log K ; b = α ; x = log Q

x = log Q	y = log C	x^2	y^2	xy
1.363612	4.478797	1.859438	20.059625	6.107342
1.437751	4.605154	2.067127	21.207445	6.621063
1.615950	4.758549	2.611295	22.643784	7.689577
2.024075	5.065068	4.096880	25.654912	10.252077
6.441388	18.907568	10.634738	89.565766	30.670058

Determinando los valores de K y α:

$$a = \frac{18.907568 \times 10.634738 - 6.441388 \times 30.670058}{4 \times 10.634738 - 6.441388^2}$$

a = 3.359783 => $K = 10^{3.359783}$

K = 2,289.72

$$b = \frac{4 \times 30.670058 - 6.441388 \times 18.907568}{4 \times 10.634738 - 6.441388^2}$$

b = 0.8490 => α = 0.8490

Ecuación de costo:

$C = 2{,}289.72\ Q^{0.8490}$

Coeficiente de correlación:

$$r = \frac{4 \times 30.670058 - 6.441388 \times 18.907568}{\sqrt{4 \times 10.634738 - 6.441388^2}\ \sqrt{4 \times 89.565766 - 18.907568^2}}$$

$r = 0.9921$

Tercera alternativa de ecuación de costo: $C = a V^2 + b V + c$

$C = a V^2 + b V + c$ => $y = a x^2 + b x + c$

$x = V$; $y = C$

Aplicando el principio de los mínimos cuadrados para encontrar las ecuaciones de solución:

$\Delta = \Sigma (y - a x^2 - b x - c)^2$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial a} = \sum 2 (y - a x^2 - b x - c)(-x^2) = 0 \quad \Rightarrow \quad a \Sigma x^4 + b \Sigma x^3 + c \Sigma x^2 = \Sigma y x^2$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2 (y - a x^2 - b x - c)(-x) = 0 \quad \Rightarrow \quad a \Sigma x^3 + b \Sigma x^2 + c \Sigma x = \Sigma y x$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial c} = \sum 2 (y - a x^2 - b x - c)(-1) = 0 \quad \Rightarrow \quad a \Sigma x^2 + b \Sigma x + c n = \Sigma y$$

Construyendo la tabla de datos:

x = V	y = C	x^2	x^3
500	30,116	$0.25\ 10^6$	$0.125\ 10^9$
700	40,286	$0.49\ 10^6$	$0.343\ 10^9$
1,000	57,352	$1.00\ 10^6$	$1.000\ 10^9$
2,500	116,163	$6.25\ 10^6$	$15.625\ 10^9$
4,700	243,917	$7.99\ 10^6$	$17.093\ 10^9$

x^4	y x	$y x^2$
$0.0625\ 10^{12}$	$0.0151\ 10^9$	$0.0075\ 10^{12}$
$0.2401\ 10^{12}$	$0.0282\ 10^9$	$0.0197\ 10^{12}$
$1.0000\ 10^{12}$	$0.0574\ 10^9$	$0.0574\ 10^{12}$
$39.0625\ 10^{12}$	$0.2904\ 10^9$	$0.7260\ 10^{12}$
$40.3651\ 10^{12}$	$0.3910\ 10^9$	$0.8106\ 10^{12}$

Reemplazando en las ecuaciones:

$40.3651\ 10^{12}\ a + 17.093\ 10^9\ b + 7.99\ 10^6\ c = 0.8106\ 10^{12}$

$17.093\ 10^9\ a + 7.99\ 10^6\ b + 4700\ c = 0.3910\ 10^9$

$7.99\ 10^6\ a + 4700\ b + 4\ c = 243917$

Resolviendo:

a = -0.00755 ; b = 65.8894 ; c = -1,360.7239

Ecuación de costo:

$C = -0.00755\ V^2 + 65.8894\ V - 1{,}360.7239$

Tabla para la determinación del coeficiente de correlación de la ecuación encontrada:

x = V	y = C	ŷ	$(y - \hat{y})^2$	$(y - \tilde{y})^2$
500	30,116	29,696.62	175,879.30	952'540,200.56
700	40,286	41,062.63	603,152.61	428'210,595.56
1,000	57,352	56,979.22	138,966.36	13'156,942.56
2,500	116,163	116,178.53	241.26	3,045'246,264.06
ỹ	60,979.25		918,239.54	4,439'154,002.75

$$r^2 = 1 - \frac{918{,}239.54}{4{,}439'154{,}002.75} \qquad \Rightarrow \qquad r = 0.9999$$

De las tres ecuaciones la tercera tiene el mejor factor de correlación, la ecuación más representativa sería la tercera alternativa:

$C = -0.00755\ V^2 + 65.8894\ V - 1{,}360.7239$

r = 0.9999

Pregunta Nº 19: En el presente año, 1992, se iniciaron los diseños de la ampliación del sistema de tratamiento de Puerto Maldonado, para lo cual se tienen los siguientes datos:

- Demanda futura (lps) = $0.03\ n^2 + 4.05\ n + 40.6$; n = 0 para 1981
- Capacidad de tratamiento existente = 75 lps
- Costo de plantas de tratamiento = $39{,}557\ Q^{0.377}$

Se desea construir la planta de tratamiento por etapas, de modo que cada etapa tenga la misma ociosidad. ¿Cuál es la capacidad y costo de cada planta?

Solución:

Como en el presente año, en 1992, se van a iniciar los diseños para la ampliación de la planta de tratamiento, se considera dos años para el desarrollo de los estudios y para

la ejecución de las obras, por consiguiente el período de diseño se iniciará en el año 1994.

Período de diseño:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$75 = 0.03\,n^2 + 4.05\,n + 40.6$ => $n = 8.02$

Número de años de déficit:

$Xo = 1994 – (1981 + 8.02)$ => $Xo = 4.98$ años

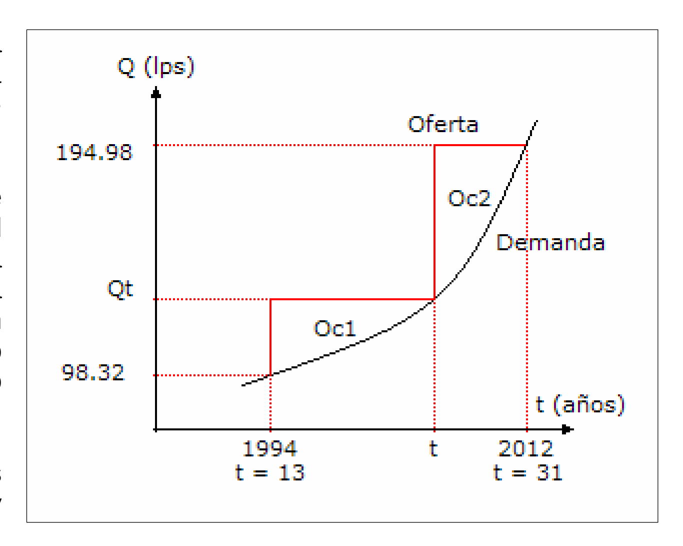
El sistema tiene déficit, el período de diseño se determinara con la fórmula de déficit inicial. Período óptimo de diseño con déficit inicial para un interés de 11%:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.377)^{1.12}}{0.11} \quad => \quad X = 13.91 \text{ años}$$

$$X1 = 13.91 + \left(\frac{1 - 0.377}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{4.98^{0.9}}{(4.98 + 13.91)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 18.00 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 18 años.

Para determinar el año “t” para la construcción por etapas de la ampliación de la planta, se tiene el siguiente gráfico.



El año “t” viene a ser el final de la primera etapa y la capacidad de tratamiento de dicha etapa será el caudal Qt; para la segunda etapa que se inicia en el año “t” y concluye en el año 31, la capacidad de tratamiento total es 194.98 lps.

Por condición del problema las capacidades ociosas Oc1 y Oc2 deben ser iguales.

La capacidad ociosa de la primera etapa será:

$$Oc1 = \int_{13}^{t} (0.03\,t^2 + 4.05\,t + 40.6 - 0.03\,n^2 - 4.05\,n - 40.6)\,dn$$

$$Oc1 = \int_{13}^{t} (0.03\ t^2 + 4.05\ t - 0.03\ n^2 - 4.05\ n)\ dn$$

$$Oc1 = (0.03\ t^2\ n + 4.05\ t\ n - 0.01\ n^3 - 2.025\ n^2)_{13}^{t}$$

$$Oc1 = 0.02\ t^3 + 1.635\ t^2 - 52.65\ t + 364.20$$

La capacidad ociosa de la segunda etapa será:

$$Oc2 = \int_{t}^{31} (194.98 - 0.03\ n^2 - 4.05\ n - 40.6)\ dn$$

$$Oc2 = \int_{t}^{31} (-0.03\ n^2 - 4.05\ n + 154.38)\ dn$$

$$Oc2 = (-0.01\ n^3 - 2.025\ n^2 + 154.38\ n)_{t}^{31}$$

$$Oc2 = 0.01\ t^3 + 2.025\ t^2 - 154.38\ t + 2{,}541.85$$

Igualando las capacidades ociosas

$$Oc1 = Oc2$$

$$0.02\ t^3 + 1.635\ t^2 - 52.65\ t + 364.20 = 0.01\ t^3 + 2.025\ t^2 - 154.38\ t + 2{,}541.85$$

$$0.01\ t^3 - 0.39\ t^2 + 101.73\ t - 2{,}177.65 = 0$$

Resolviendo la ecuación:

$$f(t) = 0.01\ t^3 - 0.39\ t^2 + 101.73\ t - 2{,}177.65$$

$$f'(t) = 0.03\ t^2 - 0.78\ t + 101.73$$

t	f(t)	f'(t)	-f(t)/f'(t)	t'
21.41	-80.241	98.782	0.81	22.22
22.22	-0.06	99.210	0.00	22.22

Las etapas tienen la misma ociosidad para t = 22, que corresponde al año 2003.

Resultados para la primera etapa, al año 2003:

$n = 2003 - 1981$ => $n = 22$

$Q = 0.03 \times 22^2 + 4.05 \times 22 + 40.6$ => $Q = 144.22$ lps

Capacidad de la planta:

$Q = 144.22 - 75 \Rightarrow Q = 69.22$ lps

Ociosidad de la planta:

$Oc = 0.02 \times 22^3 + 1.635 \times 22^2 - 52.65 \times 22 + 364.20 \Rightarrow Oc = 210.20$

Costo de la planta:

$C = 39{,}557 \times 69.22^{0.377} \Rightarrow C = \$\ 195{,}429.74$

Resultados para la segunda etapa, al año 2012:

$n = 2012 - 1981 \Rightarrow n = 31$

$Q = 0.03 \times 31^2 + 4.05 \times 31 + 40.6 \Rightarrow Q = 194.98$ lps

Capacidad de la planta:

$Q = 194.98 - 144.22 \Rightarrow Q = 50.76$ lps

Ociosidad de la planta:

$Oc = 0.01 \times 22^3 + 2.025 \times 22^2 - 154.38 \times 22 + 2{,}541.85 \Rightarrow Oc = 232.07$

Costo de la planta:

$C = 39{,}557 \times 50.76^{0.377} \Rightarrow C = \$\ 173{,}862.13$

Las ociosidades no son exactamente iguales porque el año en que se igualan las ociosidades se ha redondeado al valor entero más cercano. Para el valor del año encontrado, de 22.22 que corresponde al año 2003.22, las ociosidades tienen una diferencia de 0.057.

Pregunta Nº 20: Un sistema de abastecimiento de agua tiene una planta de tratamiento con una capacidad de 100 lps y un reservorio con un volumen de 2,000 m^3. Se desea realizar en el presente año, 1992, los estudios de ampliación del sistema para lo cual se tiene la siguiente información: dotación = 210 lphd, tasa de interés = 11%, coeficiente de variación diaria = 1.30, porcentaje de regulación = 20%, volumen contra incendio = 200 m^3, población = 38,587 habitantes, costo de la planta = 12,565 $Q^{0.37}$, costo del reservorio = 4,282 $V^{0.6}$. Si la población crece con una tasa anual de 3.5%, determinar el período de diseño de la ampliación del sistema y el costo total de las obras.

Solución:

Determinación de las ecuaciones de la demanda:

Para el caudal de la planta de tratamiento:

$$Qmd = \frac{1.3 \times 38{,}587 \times 210 \times (1 + 0.035)^t}{86{,}400}$$

$Qmd = 121.92 \times 1.035^t$; $t = 0$ en 1992

Para el volumen del reservorio:

$$Vres = \frac{0.20 \times 38{,}587 \times 210 \times (1 + 0.035)^t}{1{,}000} + 200$$

$Vres = 1{,}620.65 \times 1.035^t + 200$; $t = 0$ en 1992

Período de diseño de la planta de tratamiento, considerando su inicio el año 1994:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$100 = 121.92 \times 1.035^t$ => $t = -5.76$

Número de años de déficit:

$Xo = 1994 - (1981 - 5.76)$ => $Xo = 18.76$ años

Existe déficit, entonces el período óptimo de diseño será calculado con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.37)^{1.12}}{0.11} \quad \Rightarrow \quad X = 14.09 \text{ años}$$

$$X1 = 14.09 + \left(\frac{1 - 0.37}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{18.76^{0.9}}{(18.76 + 14.09)^{0.6}} \quad \Rightarrow \quad X1 = 19.20 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 19 años.

Período de diseño del reservorio, considerando su inicio el año 1994:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$2{,}000 = 1{,}620.65 \times 1.035^t + 200$ => $t = 3.05$

Número de años de déficit:

$Xo = 1994 - (1981 + 3.05)$ => $Xo = 9.95$ años

Existe déficit, el período óptimo de diseño será calculado con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.60)^{1.12}}{0.11} \qquad \Rightarrow \qquad X = 8.47 \text{ años}$$

$$X1 = 8.47 + \left(\frac{1 - 0.60}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{9.95^{0.9}}{(9.95 + 8.47)^{0.6}} \qquad \Rightarrow \qquad X1 = 12.32 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 12 años.

Para determinar el período de diseño del sistema se utilizará el método de promedio ponderado respecto de costos y período óptimo de diseño de cada componente:

Componente	Oferta	POD	Demanda	Ampliación
Planta (lps)	100	19	226.47	126.47
Reservorio (m^3)	2,000	12	3,210.34	1,210.34
		16		

Costo ($)	%POD
75,317.84	3.78
302,964.05	9.61
378,281.89	13.39

La primera aproximación se realizo con un período de diseño igual al promedio de los períodos óptimos de diseño de los componentes, es decir con 16 años. La segunda aproximación se realizará con el período de diseño ponderado que es 13 años.

Componente	Oferta	POD	Demanda	Ampliación
Planta (lps)	100	19	204.26	104.26
Reservorio (m^3)	2,000	12	2,915.15	915.15
		13		

Costo ($)	%POD
70,123.90	4.08
256,178.12	9.42
326,302.02	13.50

El período óptimo de diseño del sistema es 13 años con un costo total de $ 326,302.02.

Pregunta Nº 21: El factor de economía de escala de los reservorios es 0.6, encontrar la ecuación de costo de reservorios apoyados que tenga este valor como factor de

economía de escala, en base a la siguiente información:

Volumen (m^3)	1,000	700	500	250
Costo ($)	57,352	40,286	30,116	20,675

Solución:

Determinación del costo unitario del reservorio con relación al incremento de su volumen:

Volumen (m^3)	Costo ($)	Costo Unitario ($)
250	20,675	82.70
500	30,116	60.23
700	40,286	57.55
1,000	57,352	57.35

Se observa que el costo unitario disminuye conforme se incrementa el volumen, esto indica que existe economía de escala.

Ecuación de costo del reservorio:

$$C = K\,V^{0.6}$$

Transformando la ecuación de costos en una ecuación lineal:

$\log C = \log K + 0.6 \log V$ => $y = a + b\,x$

$y = \log C$; $a = \log K$; $b = 0.6$; $x = \log V$

Aplicando el método de los mínimos cuadrados:

$$\Delta = \Sigma\,(y - a - b\,x)^{2}$$

$\dfrac{\partial \Delta}{\partial a} = \sum 2\,(y - a - b\,x)\,(-1) = 0$ => $n\,a + b\,\Sigma x = \Sigma y$

Tabulando los datos:

x = log V	y = log C
2.397940	4.315446
2.698979	4.478797
2.845098	4.605154
3.000000	4.758549
10.942008	18.157946

$4\ a = 18.157946 - 0.6 \times 10.942008$ => $a = 2.898185$

$K = 10^{2.898185}$ => $K = 791.016$

Ecuación de costo del reservorio:

$C = 791.016\ V^{0.6}$

Determinación del coeficiente de correlación para la ecuación encontrada, para lo cual se construye la siguiente tabla:

x = log V	y = log C	ŷ	$(y - \hat{y})^2$	$(y - \tilde{y})^2$
2.397940	4.315446	4.336949	0.000462	0.050194
2.698979	4.478797	4.517567	0.001503	0.003683
2.845098	4.605154	4.605244	0.000000	0.004312
3.000000	4.758549	4.698185	0.003644	0.047988
ỹ	4.539486		0.005609	0.106178

$r^2 = 1 - \dfrac{0.005609}{0.106178}$ => $r = 0.973227$

La correlación encontrada tiene un valor de 0.973, que es adecuado porque es mayor a 0.95.

Pregunta Nº 22: Las plantas de tratamiento patentadas de la Firma Aquarius, presenta los siguientes modelos, capacidades y costos:

Modelo	Capacidad (gpm)	Costo ($)
AQ-175	175	68,264
AQ-200	200	75,090
AQ-280	280	81,916
AQ-350	350	107,515
AQ-700	750	216,663
AQ-1400	1,400	433,326

Determinar la ecuación representativa de esta planta de tratamiento.

Solución:

La ecuación de costos sería: $C = K\ Q^{\alpha}$

Verificando la disminución de los costos unitarios con respecto al incremento de volumen:

Caudal (gpm)	Costo ($)	Costo Unitario ($)
175	68,264	390.08
200	75,090	375.45
280	81,916	292.56
350	107,515	307.19
750	216,663	288.88
1,400	433,326	309.52

El costo unitario no disminuye conforme se incrementa el caudal, disminuye y se incrementa. Para encontrar la ecuación de costos se tomará el mayor número de datos en la cual se verifique que el costo unitario disminuye. El último dato se descartaría porque formaría un grupo de tres datos en el cual el costo unitario disminuye. Los grupos de cuatro datos que se pueden formar son: el primero con el 1º, 2º, 4º y 5º dato; el segundo con el 1º, 2º, 3º y 5º dato.

Ecuación de costos para la primera alternativa (1º, 2º, 4º y 5º):

Cambiando a una ecuación lineal y aplicando el método de los mínimos cuadrados:

$\log C = \log K + \alpha \log Q$ => $y = a + b\,x$

$y = \log C$; $a = \log K$; $b = \alpha$; $x = \log Q$

x = log Q	y = log C	x^2	y^2	xy
2.243038	4.834192	5.031220	23.369410	10.843276
2.301030	4.875582	5.294739	23.771301	11.218861
2.544068	5.031469	6.472282	25.315681	12.800400
2.875061	5.335785	8.265977	28.470599	15.340708
9.963197	20.077028	25.064218	100.926990	50.203244

Determinando los valores de K y α:

$$a = \frac{20.077028 \times 25.064218 - 9.963197 \times 50.203244}{4 \times 25.064218 - 9.963197^2}$$

$a = 3.055928$ => $K = 10^{3.066928}$

$K = 1{,}137.44$

$$b = \frac{4 \times 50.203244 - 9.963197 \times 20.077028}{4 \times 25.064218 - 9.963197^2}$$

$b = 0.7882$ => $\alpha = 0.7882$

Ecuación de costo:

$C = 1{,}137.44\ V^{0.7882}$

Coeficiente de correlación:

$$r = \frac{4 \times 50.203244 - 9.963197 \times 20.077028}{\sqrt{4 \times 25.064218 - 9.963197^2}\ \sqrt{4 \times 100.926990 - 20.077028^2}}$$

r = 0.9961

Ecuación de costos para la segunda alternativa (1º, 2º, 3º y 5º):

Cambiando a una ecuación lineal y aplicando el método de los mínimos cuadrados:

log C = log K + α log Q => y = a + b x

y = log C ; a = log K ; b = α ; x = log Q

x = log Q	y = log C	x^2	y^2	xy
2.243038	4.834192	5.031220	23.369410	10.843276
2.301030	4.875582	5.294739	23.771301	11.218861
2.447158	4.913369	5.988582	24.141192	12.023790
2.875061	5.335785	8.265977	28.470599	15.340708
9.866287	19.958927	24.580518	99.752502	49.426634

Determinando los valores de K y α:

$$a = \frac{19.958927 \times 24.580518 - 9.866287 \times 49.426634}{4 \times 24.580518 - 9.866287^2}$$

a = 3.008237 => $K = 10^{3.008237}$

K = 1,019.15

$$b = \frac{4 \times 49.426634 - 9.866287 \times 19.958927}{4 \times 24.580518 - 9.866287^2}$$

b = 0.8033 => α = 0.8033

Ecuación de costo:

$C = 1{,}019.15\ V^{0.8033}$

Coeficiente de correlación:

$$r = \frac{4 \text{ x } 49.426634 - 9.866287 \text{ x } 19.958927}{\sqrt{4 \text{ x } 24.580518 - 9.866287^2}\ \sqrt{4 \text{ x } 99.752502 - 19.958927^2}}$$

r = 0.9846

La ecuación de costos representativa es la del mayor coeficiente de correlación:

$C = 1{,}137.44\ V^{0.7882}$; r = 0.9961

Pregunta Nº 23: Pacasmayo es una ciudad costeña de la época colonial creada en 1775, actualmente, en 1992, se abastece de tres pozos a tajo abierto con un rendimiento promedio de 19.50 lps. La proyección de la demanda es: 39.20×1.0196^t, t = 0 para 1981. Se desea construir una planta de tratamiento de agua potable para lo cual se tienen dos alternativas: utilizar la producción de los pozos, y sin considerar el rendimiento de los mismos. Analizando desde el punto de vista económico estas alternativas, ¿Cuál es la más conveniente?, ¿Cuál es la inversión por etapas? Costo de plantas = $53{,}912\ Q^{0.377}$.

Solución:

Se considera como año de inicio para el período de diseño el año 1994, y una tasa de interés de 11%.

Primera alternativa: utilizando la producción de los pozos:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$19.50 = 39.20 \times 1.0196^{t}$ => t = –35.97

Número de años de déficit: -

Xo = 1994 – (1981 – 35.97) => Xo = 48.97 años

Existe déficit, entonces el período óptimo de diseño será calculado con déficit inicial.

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.377)^{1.12}}{0.11}$$ => X = 13.91 años

$$X1 = 13.91 + \left(\frac{1 - 0.377}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{48.97^{0.9}}{(13.91 + 48.97)^{0.6}}$$ => X1 = 20.04 años

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 20 años. Tiempo originado por el período de diseño:

$t = 1994 + 20 – 1981$ => $t = 33$

Caudal al final del período de diseño:

$Q = 39.20 \times 1.0196^{33}$ => $Q = 74.38$ lps

Caudal de ampliación:

$Q = 74.38 – 19.50$ => $Q = 54.88$ lps

Costo de la ampliación:

$C = 53{,}912 \times 54.88^{0.377}$ => $C = \$ 244{,}034.82$

El costo de la alternativa es $ 244,034.82.

Segunda alternativa: sin utilizar la producción de los pozos:

Número de años de déficit:

$Xo = 1994 – 1775$ => $Xo = 219$ años

Existe déficit, el período óptimo de diseño será calculado con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.377)^{1.12}}{0.11}$$ => $X = 13.91$ años

$$X1 = 13.91 + \left(\frac{1 - 0.377}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{219^{0.9}}{(13.91 + 219)^{0.6}}$$ => $X1 = 22.13$ años

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 22 años. Tiempo originado por el período de diseño:

$t = 1994 + 22 – 1981$ => $t = 35$

Caudal al final del período de diseño:

$Q = 39.20 \times 1.0196^{35}$ => $Q = 77.33$ lps

Costo de la ampliación:

$C = 53{,}912 \times 77.33^{0.377}$ => $C = \$ 277{,}706.38$

El costo de la alternativa es $ 277,706.38.

La mejor alternativa para la ampliación de la planta es considerar el rendimiento de los pozos existente, con un período de diseño de 20 años y una inversión de $ 244,034.82. Como el período de diseño es 20 años, cada etapa tendrá 10 años.

Inversión en la primera etapa:

Tiempo originado por la primera etapa:

$t = 1994 + 10 - 1981$ => $t = 23$

Caudal al final de la primera etapa:

$Q = 39.20 \times 1.0196^{23}$ => $Q = 61.26$ lps

Caudal de la ampliación:

$Q = 61.26 - 19.50$ => $Q = 41.76$ lps

Costo de la ampliación:

$C = 53{,}912 \times 41.76^{0.377}$ => $C = \$\ 220{,}145.31$

Inversión en la segunda etapa:

Tiempo originado por la segunda etapa:

$t = 1994 + 20 - 1981$ => $t = 33$

Caudal al final de la segunda etapa:

$Q = 39.20 \times 1.0196^{33}$ => $Q = 74.38$ lps

Caudal de la ampliación:

$Q = 74.38 - 41.76 - 19.50$ => $Q = 13.12$ lps

Costo de la ampliación:

$C = 53{,}912 \times 13.12^{0.377}$ => $C = \$\ 142{,}290.79$

Valor presente del costo de la ampliación:

$$VP = \frac{142{,}290.79}{1.11^{10}} \quad => \quad VP = \$\ 50{,}112.61$$

Costo de la ampliación por etapas:

$C = 220,145.31 + 50,112.61$ => $C = \$ 270,257.92$

Pregunta Nº 24: En el presente, 1992, la captación, planta de tratamiento y reservorio de una localidad tienen capacidades de 160 lps, 60 lps y 2,700 m^3, respectivamente. La demanda promedio anual es 91.1×1.035^t, t = 0 en 1981. Se desea realizar la ampliación de estos componentes, ¿Cuál es el período de diseño?, ¿Capacidad de los nuevos componentes?, ¿Costo de inversión? Considerar las siguientes ecuaciones de costo: $Ccap = 482\ Q^{0.20}$, $Cres = 954\ V^{0.63}$, $Cpta = 51,423\ Q^{0.38}$.

<u>Solución</u>:

Se considera el año 1994 como el inicio del período de diseño, y un interés de 11%.

Para determinar la ecuación de la demanda para la captación y la planta de tratamiento, se ha considerado un coeficiente de variación diaria de 1.3:

$Qmd = 1.3 \times 91.1 \times 1.035^{t}$

$Qmd = 118.43 \times 1.035^{t}$; t = 0 en 1981.

Para determinar la ecuación de la demanda del reservorio, se ha considerado un porcentaje de regulación de 25%, y un volumen para combatir incendios de 200 m^3:

$$Vres = \frac{0.25 \times 86{,}400 \times 91.1 \times 1.035^{t}}{1{,}000} + 200$$

$Vres = 1,967.76 \times 1.035^{t} + 200$; t = 0 en 1981

Período de diseño de la captación:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$160 = 118.43 \times 1.035^{t}$ => $t = 8.75$

Número de años de déficit:

$Xo = 1994 - (1981 + 8.75)$ => $Xo = 4.25$ años

Existe déficit, el período óptimo de diseño será calculado con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.20)^{1.12}}{0.11}$$ => $X = 18.41$ años

$$X1 = 18.41 + \left(\frac{1 - 0.20}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{4.25^{0.9}}{(18.41 + 4.25)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 22.99 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 23 años.

Período de diseño de la planta de tratamiento:

Años de equilibrio de la capacidad existente:

$$60 = 118.43 \times 1.035^{t} \quad => \quad t = -19.77$$

Número de años de déficit:

Xo = 1994 – (1981 – 19.77) => Xo = 32.77 años

Existe déficit, el período óptimo de diseño será calculado con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.38)^{1.12}}{0.11} \quad => \quad X = 13.84 \text{ años}$$

$$X1 = 13.84 + \left(\frac{1 - 0.38}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{32.77^{0.9}}{(13.84 + 32.77)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 19.50 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 20 años.

Período de diseño para el reservorio:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$$2{,}700 = 1{,}967.76 \times 1.035^{t} + 200 \quad => \quad t = 6.96$$

Número de años de déficit:

Xo = 1994 – (1981 + 6.96) => Xo = 6.04 años

Existe déficit inicial, por consiguiente el período de diseño será calculado con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.63)^{1.12}}{0.11} \quad => \quad X = 7.76 \text{ años}$$

$$X1 = 7.76 + \left(\frac{1 - 0.63}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{6.04^{0.9}}{(7.76 + 6.04)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 11.14 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 11 años.

Para determinar el período de diseño del sistema se utilizará el método del promedio ponderado de los costos de cada componente y con su respectivo período óptimo de diseño:

Componente	Oferta	POD	Demanda	Ampliación
Captación (lps)	160	23	344.04	184.04
Planta (lps)	60	20	344.04	284.04
Reservorio (m^3)	2,700	11	5,916.40	3,216.40
		18		

Costo ($)	%POD
1,367.82	0.05
439,988.80	14.77
154,593.60	2.85
595,950.22	17.67

La primera aproximación se realizo con un período de diseño igual al promedio de los períodos óptimos de diseño de los componentes, con 18 años. La segunda aproximación se tendría que realizar con el período de diseño ponderado que es 17.67 años, valor que es aproximadamente igual a 18 años. Por lo tanto:

- El período de diseño es 18 años.
- La capacidad de las ampliaciones: captación para 184.04 lps, planta de tratamiento para 284.04 lps, y reservorio para 3,216.40 m^3.
- La inversión para la captación es de $ 1,367.82, para la planta de tratamiento es de $ 439,988.80, para el reservorio es de $ 154,593.22; y la inversión total es de $ 595,950.22.

Pregunta Nº 25: La población según el censo de 1981 es 34,211 habitantes, y se determinó que en los períodos 1982-1996, 1997-2011 las tasas de crecimiento poblacional es de 3.2% y 2.8%, respectivamente. En el año 1991, el año pasado, la cobertura fue de 58%, el volumen facturado de 1'376,953 m^3, y el porcentaje de pérdidas y fugas 25%. La planta existente tiene una capacidad de 75 lps, la calidad de agua permite realizar un tratamiento mediante filtración directa ascendente, siendo el costo de éstas plantas 15,509 $Q^{0.42}$. Se desea alcanzar una cobertura del 85%, considerando para la población no servida una dotación de 30 Lphd. ¿Cuál es la capacidad y costo de la ampliación de la planta?

<u>Solución</u>:

Población servida para el año 1991:

$t = 1991 – 1981$ => $t = 10$

$Ps = 0.58 \times 34{,}211 \times 1.032^{10}$ => $Ps = 27{,}189$ hab.

Dotación para la población servida:

$$Dot = \frac{1'376{,}953}{365 \times 27{,}189 \times (1 - 0.25)} \quad => \quad Dot = 185 \text{ Lphd}$$

Ecuación de demanda diaria para el período 1982 - 1996:

$$Qmd = \frac{1.3 \times (185 \times 0.85 + 30 \times 0.15) \times 34{,}211 \times 1.032^{t}}{86{,}400}$$

$Qmd = 83.26 \times 1.032^{t}$; $t = 0$ en 1981

Ecuación de demanda diaria para el período 1997 - 2011:

Población para el año 1996:

$t = 1996 – 1981$ => $t = 15$

$Pf = 34{,}211 \times 1.032^{15}$ => $Pf = 54{,}873$ hab.

$$Qmd = \frac{1.3 \times (185 \times 0.85 + 30 \times 0.15) \times 54{,}873 \times 1.028^{t}}{86{,}400}$$

$Qmd = 133.55 \times 1.028^{t}$; $t = 0$ en 1996

Período de diseño para un interés de 11%, y como año de inicio del período en 1994:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$75 = 83.26 \times 1.032^{t}$ => $t = -3.32$

Número de años de déficit:

$Xo = 1994 – (1981 – 3.32)$ => $Xo = 16.32$ años

Existe déficit, entonces el período óptimo de diseño será calculado con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.42)^{1.12}}{0.11} \quad => \quad X = 12.84 \text{ años}$$

$$X1 = 12.84 + \left(\frac{1 - 0.42}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{16.32^{0.9}}{(12.84 + 16.32)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 17.67 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 18 años.

Capacidad de la ampliación:

Tiempo originado por el período de diseño:

t = 1994 + 18 – 1981 => t = 31

Para ese valor de "t" corresponde la segunda ecuación de la demanda, el valor adecuado de "t" es:

t = 1994 + 18 – 1996 => t = 16

Caudal al final del período de diseño:

$Qmd = 133.55 \times 1.028^{16}$ => Qmd = 207.74 lps

Caudal de ampliación:

Q = 207.74 – 75.00 => Q = 132.74 lps

Costo de la ampliación:

$C = 15{,}509 \times 132.74^{0.42}$ => C = $ 120,849.42

Pregunta Nº 26: Se desea ampliar, en 1993, la línea de conducción de la planta de tratamiento al reservorio, y el volumen de regulación. La línea de conducción existente es de asbesto cemento con 12" de diámetro, 2,750 m de longitud y 25.50 m de altura disponible, y el reservorio existente tiene 2,000 m^3. La ampliación consiste en poner una tubería paralela a la tubería existente y un reservorio adyacente al existente. Los datos para el diseño son: caudal promedio = 74.9×1.025^t, t= 0 en 1981, costo de tubería = $1.25\ D^{1.46}$, costo del reservorio = $958\ V^{0.63}$. ¿Cuál es el monto de dicha ampliación?

Solución:

Datos adicionales: inicio del período de diseño en el año 1995, coeficiente de rugosidad de la tubería de 140, coeficiente de variación diaria de 1.3, porcentaje de regulación de 25%, volumen contra incendio de 200 m^3, tasa de interés de 11%.

Capacidad máxima de la línea considerando 1.50 m de pérdida de carga por accesorios en la descarga en el reservorio:

$$25.50 - 1.50 = 1741\,\frac{2{,}750 \text{ x } Q^{1.85}}{12^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad Q = 132.49 \text{ lps}$$

Ecuación de demanda de la línea de conducción:

$Q = 1.3 \times 74.9 \times 1.025^{t}$ => $Q = 97.37 \times 1.025^{t}$

Transformando la ecuación de costo de la tubería en una función de la capacidad:

$$24.00 = 1741\,\frac{2{,}750 \text{ x } Q^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad D = 1.875\, Q^{0.38}$$

$Ct = 1.25\,(1.875\, Q^{0.38})^{1.46} \times 2{,}750$ => $Ct = 8{,}606.86\, Q^{0.555}$

Determinación del período óptimo de diseño de la línea de conducción:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$132.49 = 97.37 \times 1.025^{t}$ => $t = 12.47$

Número de años de déficit:

$Xo = 1995 – (1981 + 12.47)$ => $Xo = 1.53$ años

Existe déficit, el período óptimo de diseño será calculado con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.555)^{1.12}}{0.11} \quad => \quad X = 9.54 \text{ años}$$

$$X1 = 9.54 + \left(\frac{1 - 0.555}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{1.53^{0.9}}{(9.54 + 1.53)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 12.55 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 13 años.

Ecuación de demanda de volumen de regulación:

$Vreg = 0.25 \times 86.4 \times 74.9 \times 1.025^{t}$ => $Vreg = 1{,}617.84 \times 1.025^{t}$

Determinación del período óptimo de diseño del reservorio:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$2{,}000 – 200 = 1{,}617.84 \times 1.025^{t}$ => $t = 4.32$

Número de años de déficit:

Xo = 1995 – (1981 + 4.32) => Xo = 9.68 años

Existe déficit, el período óptimo de diseño será calculado con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.63)^{1.12}}{0.11} \qquad => \qquad X = 7.76 \text{ años}$$

$$X1 = 7.76 + \left(\frac{1 - 0.63}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{9.68^{0.9}}{(7.76 + 9.68)^{0.6}} \qquad => \qquad X1 = 11.49 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 11 años.

El período de diseño del sistema se determinará con el método de promedio ponderado respecto de costos y período óptimo de diseño de cada componente, los resultados son:

Componente	Oferta	POD	Demanda	Ampliación
Conducción (lps)	132.49	12	185.03	52.54
Reservorio (m^3)	1,800	11	3,074.37	1,274.37
		12		

Costo ($)	%POD
77,574.10	5.67
86,636.66	5.80
164,210.76	11.47

El primer cálculo es con el promedio de los períodos de diseño de cada componente, con 12 años. El segundo se realiza con el período de diseño ponderado de 11 años.

Componente	Oferta	POD	Demanda	Ampliación
Conducción (lps)	132.49	12	180.52	48.03
Reservorio (m^3)	1,800	11	2,999.38	1,199.38
		11		

Costo ($)	%POD
73,804.73	5.63
83,388.91	5.84
157,193.64	11.47

El período óptimo de diseño es de 11 años, y el costo de la ampliación es $ 157,193.64.

Pregunta Nº 27: Determinar la ecuación de costo de la instalación de tuberías de concreto simple normalizado, en función de la profundidad de la tubería instalada y el diámetro de la misma. Para lo cual se dispone de la siguiente información:

Diámetro (plg)	Profundidad (m)				
	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50
8	18.1	20.4	30.2	33.0	38.2
10	26.0	29.0	34.2	37.0	42.1
12	37.0	41.0	46.9	51.0	57.1

<u>Solución</u>:

La ecuación de costo sería:

$$C = K\, D^{\alpha}\, H^{\beta}$$

Transformando en una ecuación lineal para aplicar los mínimos cuadrados:

$\log C = \log K + \alpha \log D + \beta \log H$ => $z = a + b\,x + c\,y$

$z = \log C$; $a = \log K$; $b = \alpha$; $x = \log D$

$c = \beta$; $y = \log H$

Las ecuaciones de mínimos cuadrados:

$$\Delta = \Sigma\,(z - a - b\,x - c\,y)^2$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial a} = \sum 2\,(z - a - b\,x - c\,y)\,(-1) = 0 \quad => \quad n\,a + b\,\Sigma x + c\,\Sigma y = \Sigma z$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(z - a - b\,x - c\,y)\,(-x) = 0 \quad => \quad a\,\Sigma x + b\,\Sigma x^2 + c\,\Sigma xy = \Sigma xz$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial c} = \sum 2\,(z - a - b\,x - c\,y)\,(-y) = 0 \quad => \quad a\,\Sigma y + b\,\Sigma xy + c\,\Sigma y^2 = \Sigma yz$$

Construyendo la tabla de datos:

x = log D	y = log H	z = log C	xy	xz
0.903090	0.176091	1.257679	0.159026	1.135797
1.000000	0.176091	1.414973	0.176091	1.414973
1.079181	0.176091	1.568202	0.190034	1.692374

0.903090	0.301030	1.309630	0.271857	1.182714
1.000000	0.301030	1.462398	0.301030	1.462398
1.079181	0.301030	1.612784	0.324866	1.740486
0.903090	0.397940	1.480007	0.359376	1.336579
1.000000	0.397940	1.534026	0.397940	1.534026
1.079181	0.397940	1.671173	0.429449	1.803498
0.903090	0.477121	1.518514	0.430883	1.371355
1.000000	0.477121	1.568202	0.477121	1.568202
1.079181	0.477121	1.707570	0.514900	1.842778
0.903090	0.544068	1.582063	0.491342	1.428746
1.000000	0.544068	1.624282	0.544068	1.624282
1.079181	0.544068	1.756636	0.587148	1.894729
14.911356	5.688752	23.068139	5.655134	23.033937

yz	x^2	y^2
0.221466	0.815572	0.031008
0.249164	1.000000	0.031008
0.276147	1.164632	0.031008
0.394238	0.815572	0.090619
0.440226	1.000000	0.090619
0.485496	1.164632	0.090619
0.588954	0.815572	0.158356
0.610450	1.000000	0.158356
0.665027	1.164632	0.158356
0.724515	0.815572	0.227645
0.748222	1.000000	0.227645
0.814718	1.164632	0.227645
0.860750	0.815572	0.296010
0.883720	1.000000	0.296010
0.955730	1.164632	0.296010
8.918823	14.901018	2.410915

Reemplazando en las ecuaciones:

$15 a + 14.911356 b + 5.688752 c = 23.068139$

$14.911356 a + 14.901018 b + 5.655134 c = 23.033937$

$5.688752 a + 5.655134 b + 2.410915 c = 8.918823$

Resolviendo:

a = -0.021991 => $K = 10^{-0.021991}$

K = 0.9506

b = 1.312908 => α = 1.313

c = 0.671635 => β = 0.672

Ecuación de costo:

$C = 0.9596\ D^{1.313}\ H^{0.672}$

Determinación del coeficiente de correlación para la ecuación encontrada:

x = log D	y = log H	z = log C	ź	(z - ź)^2
0.903090	0.176091	1.257679	1.281952	0.000589
1.000000	0.176091	1.414973	1.409186	0.000033
1.079181	0.176091	1.568202	1.513144	0.003031
0.903090	0.301030	1.309630	1.365865	0.003162
1.000000	0.301030	1.462398	1.493099	0.000943
1.079181	0.301030	1.612784	1.597057	0.000247
0.903090	0.397940	1.480007	1.430954	0.002406
1.000000	0.397940	1.534026	1.558187	0.000584
1.079181	0.397940	1.671173	1.662145	0.000081
0.903090	0.477121	1.518514	1.484134	0.001182
1.000000	0.477121	1.568202	1.611368	0.001863
1.079181	0.477121	1.707570	1.715326	0.000060
0.903090	0.544068	1.582063	1.529098	0.002805
1.000000	0.544068	1.624282	1.656332	0.001027
1.079181	0.544068	1.756636	1.760290	0.000013
				0.018029
	ž	1.537876		

(z – ž)^2
0.078511
0.015105
0.000920
0.052096
0.005697
0.005611
0.003349

0.000015
0.017768
0.000375
0.000920
0.028796
0.001953
0.007466
0.047856
0.266436

$$r^2 = 1 - \frac{0.018029}{0.266436} \quad \Rightarrow \quad r = 0.965573$$

La correlación encontrada para la ecuación de costo propuesta es un valor adecuado, mayor a 0.95.

Pregunta Nº 28: La ciudad de Piura se abastece de agua subterránea mediante pozos tubulares, con un rendimiento promedio de 737 lps, la demanda futura es: $Q = 1,196.2 \times 1.035^t$, t = 0 para 1993. ¿Cuál es la variación del costo de inversión para una planta de tratamiento, si en vez de considerar el período óptimo de diseño, se utiliza como período de diseño 20 años con etapas constructivas de 10 años? Considerar el inicio del período de diseño en 1995, costo de la planta de tratamiento: $C = 39,556\ Q^{0.38}$, tasa de interés 11%.

Solución:

Para determinar el período óptimo de diseño, se considera que la demanda futura propuesta corresponde a la demanda diaria para el diseño de una planta de tratamiento:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$$737 = 1,196.2 \times 1.035^{t} \quad \Rightarrow \quad t = -14.08$$

Número de años de déficit:

$$Xo = 1995 – (1993 – 14.08) \quad \Rightarrow \quad Xo = 16.08 \text{ años}$$

Existe déficit, entonces el período óptimo de diseño se determinará con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\ (1 - 0.38)^{1.12}}{0.11} \quad \Rightarrow \quad X = 13.84 \text{ años}$$

$$X1 = 13.84 + \left(\frac{1 - 0.38}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{16.08^{0.9}}{(13.84 + 16.08)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 18.78 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 19 años.

Capacidad de la ampliación:

Tiempo generado por el período de diseño:

t = 1995 + 19 – 1993 => t = 21

Caudal al final del período de diseño:

$Q = 1{,}196.2 \times 1.035^{21}$ => Q = 2,463.49 lps

Caudal de ampliación:

Q = 2,463.49 – 737.00 => Q = 1,726.49 lps

Costo de la ampliación en el período de diseño:

$C = 39{,}556 \times 1{,}726.49^{0.38}$ => C = $ 671,946.53

Capacidad para la ampliación de la primera etapa:

Tiempo generado por la primera etapa:

t = 1995 + 10 – 1993 => t = 12

Caudal al final de la primera etapa:

$Q = 1{,}196.2 \times 1.035^{12}$ => Q = 1,807.54 lps

Caudal de ampliación:

Q = 1,807.54 – 737.00 => Q = 1,070.54 lps

Costo de la ampliación de la primera etapa:

$C = 39{,}556 \times 1{,}070.54^{0.38}$ => C = $ 560,352.70

Capacidad para la ampliación de la segunda etapa:

Tiempo generado por la segunda etapa:

t = 1995 + 20 – 1993 => t = 22

Caudal al final de la segunda etapa:

$Q = 1,196.2 \times 1.035^{22}$ => $Q = 2,549.71$ lps

Caudal de ampliación:

$Q = 2,549.71 - 1,807.54$ => $Q = 742.17$ lps

Costo de la ampliación de la primera etapa:

$C = 39,556 \times 742.17^{0.38}$ => C = $ 487,532.60

Valor presente del costo de ampliación:

$$VP = \frac{487,532.60}{1.11^{10}}$$ => VP = $ 171,701.41

Costo total de la ampliación por etapas:

$C = 560,352.70 + 171,701.41$ => C = $ 732,054.11

Variación porcentual de la inversión:

$$\%Var = \left(\frac{732,054.11}{671,946.53} - 1\right) \times 100$$ => %Var = 8.95%

La ampliación de la planta de tratamiento por etapas, con un período de 20 años, tiene un costo mayor con respecto a la ampliación con el período óptimo de diseño, con un porcentaje de 8.95%.

Pregunta Nº 29: La ciudad de Puerto Maldonado tiene un reservorio elevado de 1,500 m^3, en 1993, la demanda de volumen de reservorio en el tiempo es: $V = 0.6\ t^2 + 87.5\ t + 1092$, V en m^3 y t = 0 en 1981. Se desea construir dos reservorios elevados, uno en cada etapa, con la condición que se utilice el mismo proyecto en ambos casos. Determinar: volumen del reservorio, costo total de la inversión, porcentaje de ociosidad para cada etapa. Considerar un tasa de interés de 11% y el costo de reservorio: $C = 4,865\ V^{0.6}$.

Solución:

Determinación del período de diseño considerando su inicio en el año 1995.

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$1,500 = 0.6\ t^2 + 87.5\ t + 1,093$ => $t = 4.51$

Número de años de déficit:

$Xo = 1995 - (1981 + 4.51)$ => $Xo = 9.49$ años

Existe déficit, el período óptimo de diseño se determinará con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.60)^{1.12}}{0.11}$$ => X = 8.47 años

$$X1 = 8.47 + \left(\frac{1 - 0.60}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{9.49^{0.9}}{(8.47 + 9.49)^{0.6}}$$ => X1 = 12.28 años

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 12 años.

Capacidad de la ampliación:

Año generado por el período de diseño:

$t = 1995 + 12 - 1981$ => $t = 26$

Volumen al final del período de diseño:

$V = 0.6 \times 26^2 + 87.5 \times 26 + 1{,}092$ => $V = 3{,}772.60\ m^3$

Volumen de ampliación:

$V = 3{,}72.60 - 1{,}500$ => $V = 2{,}272.60\ m^3$

Como se va a ampliar por etapas y en cada una de ellas se utilizará el mismo proyecto, el volumen de cada reservorio será:

$$V = \frac{2{,}272.60}{2}$$ => $V = 1{,}136.30\ m^3$

El primer reservorio entra en operación en el año 1995, y el segundo empieza a operar en el año:

$1{,}500 + 1{,}136.30 = 0.6\ t^2 + 87.5\ t + 1{,}093$ => $t = 15.90$

$t' = 1981 + 15.90$ => $t' = 1996.90$

El año de equilibrio de la primera ampliación es el año 1997, lo que indica que la siguiente ampliación debe entrar en operación en dicho año.

Costo de la ampliación:

Para la primera etapa:

$C = 4{,}865 \times 1{,}136.30^{0.6}$ => $C = \$ 331{,}419.95$

Para la segunda etapa, la inversión es la misma pero se tiene que llevar a valor presente por dos años, de 1995 a 1997:

$$VP = \frac{331{,}419.95}{1.11^{2}}$$ => $VP = \$ 268{,}987.87$

Costo total:

$C = 331{,}419.95 + 268{,}987.87$ => $C = \$ 600{,}407.82$

Porcentaje de ociosidad en la primera etapa, entre 1995 y 1997, para valores de t = 14 a t = 16:

$$Oc1 = \int_{14}^{16} (1{,}500 + 1{,}136.30 - 0.6\ t^{2} - 87.5\ t - 1{,}093)\ dt$$

$$Oc1 = \int_{14}^{16} (-0.6\ t^{2} - 87.5\ t + 1{,}543.30)\ dt$$

$$Oc1 = (-0.2\ t^{3} - 43.75\ t^{2} + 1{,}543.30\ t)_{14}^{16}$$

$$Oc1 = -0.2\ (16^{3} - 14^{3}) - 43.75\ (16^{2} - 14^{2}) + 1{,}543.30\ (16 - 14)$$

Oc1 = 191.20 lps.año

$$\%Oc1 = \frac{191.20}{2{,}636.30 \times (16 - 14)} \times 100$$ => $\%Oc1 = 3.63\%$

Porcentaje de ociosidad en la segunda etapa, entre 1997 y 2007, para t = 16 a t = 26:

$$Oc2 = \int_{16}^{26} (1{,}500 + 1{,}136.30 + 1{,}136.30 - 0.6\ t^{2} - 87.5\ t - 1{,}093)\ dt$$

$$Oc2 = \int_{14}^{26} (-0.6\ t^{2} - 87.5\ t + 2{,}679.60)\ dt$$

$$Oc2 = (-0.2\ t^{3} - 43.75\ t^{2} + 2{,}679.60\ t)_{16}^{26}$$

$$Oc2 = -0.2\ (26^{3} - 16^{3}) - 43.75\ (26^{2} - 16^{2}) + 2{,}679.60\ (26 - 16)$$

Oc2 = 5,725.00 lps.año

$$\%Oc2 = \frac{5{,}725.00}{3{,}772.60 \text{ x } (26 - 16)} \text{ x } 100 \qquad => \qquad \%Oc2 = 15.18\%$$

Pregunta Nº 30: Determinar la ecuación de costo para la tubería instalada de asbesto cemento que relacione el diámetro y la clase de tubería, con los datos de la tabla siguiente:

Diámetro (plg)	Clase A-5	Clase A-7.5
4	8.07	9.08
8	25.59	28.88
12	55.85	63.05

Solución:

La ecuación de costo sería:

$C = K\, D^{\alpha}\, P^{\beta}$

Donde: "D" es el diámetro, "P" la clase de tubería, y "C" el costo unitario.

Tomando logaritmos para linealizar la ecuación y aplicar el método de los mínimos cuadrados:

$\log C = \log K + \alpha \log D + \beta \log P \qquad => \qquad z = a + b\,x + c\,y$

$z = \log C$; $a = \log K$; $b = \alpha$; $x = \log D$

$c = \beta$; $y = \log P$

Las ecuaciones de mínimos cuadrados:

$\Delta = \Sigma\,(z - a - b\,x - c\,y)^2$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial a} = \sum 2\,(z - a - b\,x - c\,y)\,(-1) = 0 \qquad => \qquad n\,a + b\,\Sigma x + c\,\Sigma y = \Sigma z$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(z - a - b\,x - c\,y)\,(-x) = 0 \qquad => \qquad a\,\Sigma x + b\,\Sigma x^2 + c\,\Sigma xy = \Sigma xz$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial c} = \sum 2\,(z - a - b\,x - c\,y)\,(-y) = 0 \qquad => \qquad a\,\Sigma y + b\,\Sigma xy + c\,\Sigma y^2 = \Sigma yz$$

Construyendo la tabla de datos:

x = log D	y = log H	z = log C	xy	xz
0.602060	0.698970	0.906874	0.420822	0.545992
0.903090	0.698970	1.408070	0.631233	1.271614
1.079181	0.698970	1.747023	0.754315	1.885355
0.602060	0.875061	0.958086	0.526839	0.576825
0.903090	0.875061	1.460597	0.790259	1.319051
1.079181	0.875061	1.799685	0.944350	1.942186
5.168662	4.722094	8.280335	4.067818	7.541023

yz	x^2	y^2
0.633877	0.362476	0.488559
0.984199	0.815572	0.488559
1.221117	1.164632	0.488559
0.838384	0.362476	0.765732
1.278112	0.815572	0.765732
1.574835	1.164632	0.765732
6.530524	4.685360	3.762874

Reemplazando en las ecuaciones:

$6\ a + 5.168662\ b + 4.722094\ c = 8.280335$

$5.168662\ a + 4.685360\ b + 4.067818\ c = 7.541023$

$4.722094\ a + 4.067818\ b + 3.762874\ c = 6.530524$

Resolviendo:

$a = -0.362312$ => $K = 10^{-0.362312}$

$K = 0.4342$

$b = 1.752133$ => $\alpha = 1.752$

$c = 0.296061$ => $\beta = 0.296$

Ecuación de costo:

$C = 0.4342\ D^{1.752}\ P^{0.296}$

Determinación del coeficiente de correlación de la ecuación de costos encontrada:

x = log D	y = log H	z = log C	ź	(z - ź)^2
0.602060	0.698970	0.906874	0.899514	0.000054
0.903090	0.698970	1.408070	1.426959	0.000357
1.079181	0.698970	1.747023	1.735494	0.000133
0.602060	0.875061	0.958086	0.951648	0.000041
0.903090	0.875061	1.406597	1.479092	0.000342
1.079181	0.875061	1.799685	1.787628	0.000145
				0.001073
	ž	1.537876		

(z – ž)^2
0.223902
0.000785
0.134665
0.178059
0.006487
0.176089
0.719986

$$r^2 = 1 - \frac{0.001073}{0.719986} \qquad => \qquad r = 0.999255$$

La correlación encontrada es un valor adecuado, mayor a 0.95.

Pregunta Nº 31: Una ciudad, en el año 1994, tiene una capacidad de tratamiento de 120 lps, la demanda tiene la siguiente variación: $0.055\ t^2 + 3.23\ t + 128.8$, t = 0 en 1993. Determinar:

a. El período de diseño y costo de la ampliación de la planta de tratamiento. Costo de la planta = 39,556 $Q^{0.38}$, tasa de interés = 11%.
b. Si se quiere construir por etapas, de tal forma de utilizar el mismo diseño para cada etapa. ¿Cuál es la capacidad de la planta, y el costo total de la inversión?
c. ¿Cuál es la disminución porcentual de la capacidad ociosa al utilizar etapas constructivas?

Solución:

a. Período de diseño y costo de la ampliación:

Período de diseño considerando como inicio del período de diseño el año 1996.

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$120 = 0.055\,t^2 + 3.23\,t + 128.8 \quad \Rightarrow \quad t = -2.86$

Número de años de déficit:

$Xo = 1996 - (1993 - 2.86) \quad \Rightarrow \quad Xo = 5.86$ años

Existe déficit, entonces el período óptimo de diseño se determinará con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.38)^{1.12}}{0.11} \quad \Rightarrow \quad X = 13.84 \text{ años}$$

$$X1 = 13.84 + \left(\frac{1 - 0.38}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{5.86^{0.9}}{(13.84 + 5.86)^{0.6}} \quad \Rightarrow \quad X1 = 18.02 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño es 18 años. Tiempo generado por el período de diseño:

$t = 1996 + 18 - 1993 \quad \Rightarrow \quad t = 21$

Caudal al final del período de diseño:

$Q = 0.055 \times 21^2 + 3.23 \times 21 + 128.8 \quad \Rightarrow \quad Q = 220.89$ lps

Caudal de ampliación:

$Q = 220.89 - 120.00 \quad \Rightarrow \quad Q = 100.89$ lps

Costo de la ampliación:

$C = 39{,}556 \times 100.89^{0.38} \quad \Rightarrow \quad C = \$\ 228{,}388.72$

b. Ampliación por etapas con el mismo diseño:

Como se va a ampliar por etapas y en cada una de ellas se utilizará el mismo diseño, la capacidad de cada planta será:

$Q = 0.5 \times 100.89 \quad \Rightarrow \quad Q = 50.44$ lps

La primera planta entra en operación en el año 1996, y el inicio de operación de la segundo planta será en:

$120 + 50.44 = 0.055\,t^2 + 3.23\,t + 128.8 \quad \Rightarrow \quad t = 10.87$

$t' = 1996 + 10.87 \quad \Rightarrow \quad t' = 2006.87$

El año de equilibrio de la primera ampliación es el año 2007, lo que indica que la siguiente ampliación debe entrar en operación en dicho año. Costo de la ampliación para la primera etapa:

$C = 39{,}556 \times 50.44^{0.38}$ => $C = \$\ 175{,}495.87$

Para la segunda etapa, la inversión es la misma pero se tiene que llevar a valor presente por once años, de 2007 a 1996:

$$VP = \frac{175{,}495.87}{1.11^{11}}$$ => $VP = \$\ 55{,}681.91$

Costo total:

$C = 175{,}495.87 + 55{,}681.91$ => $C = \$\ 231{,}177.78$

c. Disminución de la capacidad ociosa:

Capacidad ociosa en el período de diseño, de 1996 a 2014, de t = 3 a t = 21:

$$Oc = \int_3^{21} (120 + 100.89 - 0.055\ t^2 - 3.23\ t - 128.8)\ dt$$

$$Oc = \int_3^{21} (-0.055\ t^2 - 3.23\ t + 92.09)\ dt$$

$$Oc = (-0.01833\ t^3 - 1.615\ t^2 + 92.09\ t)_3^{21}$$

$$Oc = -0.01833\ (21^3 - 3^3) - 1.615\ (21^2 - 3^2) + 92.09\ (21 - 3)$$

Oc = 790.65 lps.año

Capacidad ociosa para la ampliación por etapas:

Capacidad ociosa en la primera etapa, de 1996 a 2007, para valores de t = 3 a t = 14:

$$Oc1 = \int_3^{14} (120 + 50.44 - 0.055\ t^2 - 3.23\ t - 128.8)\ dt$$

$$Oc1 = \int_3^{14} (-0.055\ t^2 - 3.23\ t + 41.64)\ dt$$

$$Oc1 = (-0.01833\ t^3 - 1.615\ t^2 + 41.64\ t)_3^{14}$$

$Oc1 = -0.01833\,(14^3 - 3^3) - 1.615\,(14^2 - 3^2) + 41.64\,(14 - 3)$

$Oc1 = 106.22$ lps.año

Capacidad ociosa en la segunda etapa, de 2007 a 2014, de t = 14 a t = 21:

$$Oc2 = \int_{14}^{21} (120 + 100.89 - 0.055\,t^2 - 3.23\,t - 128.8)\,dt$$

$$Oc2 = \int_{14}^{21} (-\,0.055\,t^2 - 3.23\,t + 92.09)\,dt$$

$$Oc2 = (-0.01833\,t^3 - 1.615\,t^2 + 92.09\,t)_{14}^{21}$$

$Oc2 = -0.01833\,(21^3 - 14^3) - 1.615\,(21^2 - 14^2) + 92.09\,(21 - 14)$

$Oc2 = 129.48$ lps.año

Ociosidad total por etapas:

$Oc = 106.22 + 129.48$ => $Oc = 235.70$ lps.año

Disminución porcentual de la ociosidad:

$$\Delta Oc = (1 - \frac{235.70}{790.65})\ x\ 100 \quad => \quad \Delta Oc = 70.19\%$$

Pregunta Nº 32: Se desea ampliar los componentes de producción y conducción de un sistema de abastecimiento de agua potable. En la actualidad, 1994, la captación, conducción y tratamiento tienen capacidades de 300, 360, y 320 lps, respectivamente. La proyección de la demanda en lps es 347.2×1.03^t, t = 0 en 1993. Los costos de las ampliaciones tienen las siguientes ecuaciones de costo: Captación = $3.6\ Q^{0.20}$, Conducción = $23.8\ Q^{0.40}$, y Tratamiento = $9.1\ Q^{0.7}$, Q en lps y costo en miles de dólares. ¿Cuál es el costo de la ampliación para una sola etapa?, tasa de interés de 10%.

<u>Solución</u>:

Se considerará como inicio del período de diseño el año 1996.

Período de diseño de la captación:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$300 = 347.2 \times 1.03^t$ => $t = -4.94$

Número de años de déficit:

$Xo = 1996 – (1993 – 4.94)$ => $Xo = 7.94$ años

Existe déficit, el período óptimo de diseño se determina con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.20)^{1.12}}{0.10} \quad => \quad X = 20.25 \text{ años}$$

$$X1 = 20.25 + \left(\frac{1 - 0.20}{0.10}\right)^{0.7} + \frac{7.94^{0.9}}{(20.25 + 7.94)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 25.41 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 25 años.

Período de diseño de la línea de conducción:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$360 = 347.2 \times 1.03^{t}$ => $t = 1.22$

Número de años de déficit:

$Xo = 1996 – (1993 + 1.22)$ => $Xo = 1.78$ años

Existe déficit, entonces el período óptimo de diseño se determinará con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.40)^{1.12}}{0.10} \quad => \quad X = 14.67 \text{ años}$$

$$X1 = 14.67 + \left(\frac{1 - 0.40}{0.10}\right)^{0.7} + \frac{1.78^{0.9}}{(14.67 + 1.78)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 18.49 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 18 años.

Período de diseño para la planta de tratamiento:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$320 = 347.2 \times 1.03^{t}$ => $t = – 2.76$

Número de años de déficit:

$Xo = 1996 – (1993 – 2.76)$ => $Xo = 5.76$ años

Existe déficit, el período óptimo de diseño se determinará con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.70)^{1.12}}{0.10} \qquad => \qquad X = 6.75 \text{ años}$$

$$X1 = 6.75 + \left(\frac{1 - 0.70}{0.10}\right)^{0.7} + \frac{5.76^{0.9}}{(6.75 + 5.76)^{0.6}} \qquad => \qquad X1 = 9.97 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 10 años.

Para determinar el período óptimo de diseño del sistema se utilizará el método del promedio ponderado respecto del costo y período óptimo de diseño de cada componente:

Componente	Oferta	POD	Demanda	Ampliación
Captación (lps)	300	25	645.89	345.89
Conducción (lps)	360	18	645.89	285.89
Planta (lps)	320	10	645.89	325.89
		18		

Costo ($)	%POD
11.59	0.38
228.59	5.39
522.63	6.85
762.81	12.62

La primera aproximación se realizo con un período de diseño igual al promedio de los períodos óptimos de diseño de los componentes, con 18 años. El segundo cálculo se realizará con el período de diseño ponderado que es 12.62 años, con 13 años:

Componente	Oferta	POD	Demanda	Ampliación
Captación (lps)	300	25	557.15	257.15
Conducción (lps)	360	18	557.15	197.15
Planta (lps)	320	10	557.15	237.15
		13		

Costo ($)	%POD
10.92	0.44
197.01	5.66
418.37	6.68
626.30	12.78

El período de diseño es de 13 años, con un costo de la ampliación en una sola etapa de $ 626.30 miles de dólares.

Pregunta Nº 33: El crecimiento de la demanda de una localidad tiene la siguiente ecuación: $Q = 152 + 3.7\,t + 0.06\,t^2$, donde t = 0 en 1993 y Q en lps. La planta existente, en 1994, tiene una capacidad de tratamiento de 140 lps, considerando una tasa de interés de 10% y ecuación de costo para plantas: $C = 39{,}556\,Q^{0.38}$, determinar:

a. Período optimo de diseño, capacidad de la planta, y costo de inversión.
b. Capacidad de la planta de tal forma que se utilice el mismo proyecto para cada etapa de construcción, costo de inversión.

Solución:

Se considera como inicio del período de diseño el año 1996.

Período de diseño:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$140 = 152 + 3.7\,t + 0.06\,t^2$ => $t = -3.43$

Número de años de déficit:

$Xo = 1996 - (1993 - 3.43)$ => $Xo = 6.43$ años

Existe déficit, entonces el período óptimo de diseño se determinará con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.38)^{1.12}}{0.10} \quad \Rightarrow \quad X = 15.22 \text{ años}$$

$$X1 = 15.22 + \left(\frac{1 - 0.38}{0.10}\right)^{0.7} + \frac{6.43^{0.9}}{(15.22 + 6.43)^{0.6}} \quad \Rightarrow \quad X1 = 19.65 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 20 años.

Capacidad de la nueva planta:

Año generado por el período de diseño:

$t = 1996 + 20 - 1993$ => $t = 23$

Caudal al final del período de diseño:

$Q = 152 + 3.7 \times 23 + 0.06 \times 23^2$ => $Q = 268.84$ lps

Caudal de ampliación:

$Q = 268.84 - 140.00$ => $Q = 128.84$ lps

La ampliación será para un caudal de 128.84 lps.

Costo de la ampliación:

$C = 39{,}556 \times 128.84^{0.38}$ => C = $ 250,629.18

Como se quiere utilizar el mismo proyecto para la ampliación en dos etapas constructivas, la capacidad de cada proyecto es:

$Q = \frac{128.84}{2}$ => $Q = 64.42$ lps

Costo de la primera etapa:

$C = 39{,}556 \times 64.42^{0.38}$ => C = $ 192,592.89

Año en que se inicia la segunda etapa:

$140 + 64.42 = 152 + 3.7\,t + 0.06\,t^2$ => $t = 11.88$

$t = 1993 + 11.88$ => $t = 2{,}005$

El costo de la ampliación de la planta para la segunda etapa es el mismo de la primera etapa, pero hay que llevarlo a valor presente al inicio del período de diseño por la diferencia de años entre el 2005 y 1996, 9 años para la primera etapa:

$C = \frac{192{,}592.89}{1.10^9}$ => C = $ 81,678.19

Costo total de la ampliación por etapas:

$C = 192{,}592.89 + 81{,}678.19$ => C = $ 274,271.08

Pregunta Nº 34: El siguiente indica el costo de reservorios elevados y apoyados:

Volumen (m^3)	Costo Reservorio Elevado ($)	Costo Reservorio Apoyado ($)
2,000	484,735	88,007
1,500	371,050	69,995

1,000	291,289	57,006
500	161,849	35,124

Determinar la ecuación de costo para cada tipo de reservorio, la misma que debe considerar el factor de economía de escala recomendado por el BID.

Solución:

El Banco Interamericano de Desarrollo -BID- recomienda un factor de economía de escala para reservorios de 0.60. Verificando los costos unitarios de los reservorios:

Volumen (m^3)	Reservorio Elevado		Reservorio Apoyado	
	Costo ($)	Unitario ($\$/m^3$)	Costo ($)	Unitario ($\$/m^3$)
500	161,849	323.70	35,124	70.25
1,000	291,289	291.29	57,006	57.01
1,500	371,050	247.37	69,995	46.66
2,000	484,735	242.37	88,007	44.00

Se observar que el costo unitario disminuye cuando se incrementa el volumen del reservorio, esto indica que existe economía de escala, y la ecuación de costo es:

$$C = K\, V^{\alpha}$$

De esta ecuación la única incógnita es el valor de K, la cual se encontrará con el método de los mínimos cuadrados, tomando logaritmos a la ecuación:

$\log C = \log K + \alpha \log V$ => $y = a + b\,x$

$y = \log C$; $a = \log K$; $b = \alpha$; $x = \log V$

Las ecuaciones de mínimos cuadrados:

$$\Delta = \Sigma\,(y - a - b\,x)^{2}$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial a} = \sum 2\,(y - a - b\,x)\,(-1) = 0 \quad => \quad n\,a + b\,\Sigma\,x = \Sigma\,y$$

Ecuación de costo para el reservorio elevado:

Tabulando los datos:

x = log V	y = log C
2.698970	5.209110
3.000000	5.464324

3.176091	5.569432
3.301030	5.685504
12.176091	21.928371

4 a = 21.928371 – 0.6 x 12.176091 => a = 3.665679

$K = 10^{3.665679}$ => K = 4,525.630

Ecuación de costo del reservorio elevado:

$C = 4{,}525.630\ V^{0.6}$

Determinación del coeficiente de correlación de la ecuación de costos encontrada:

x = log V	y = log C	ỳ	(y - ỳ)^2	(y - ỹ)^2
2.698970	5.209110	5.275061	0.004350	0.074520
3.000000	5.464324	5.455679	0.000075	0.000316
3.176091	5.569432	5.561334	0.000066	0.007628
3.301030	5.685504	5.636297	0.002421	0.041376
			0.006911	0.123840
ỹ	5.482093			

$$r^2 = 1 - \frac{0.006911}{0.123840}$$ => r = 0.971696

La correlación encontrada es un valor adecuado, mayor a 0.95.

Ecuación de costo para reservorio apoyado:

Tabulando los datos:

x = log V	y = log C
2.698970	4.545604
3.000000	4.755921
3.176091	4.845067
3.301030	4.944517
12.176091	19.091109

4 a = 19.091109 – 0.6 x 12.176091 => a = 2.946364

$K = 10^{2.946364}$ => K = 883.819

Ecuación de costo del reservorio apoyado:

$C = 883.819\ V^{0.6}$

Determinación del coeficiente de correlación de la ecuación de costos encontrada:

x = log V	y = log C	ỳ	$(y - ỳ)^2$	$(y - ỹ)^2$
2.698970	4.545604	4.565746	0.000406	0.051608
3.000000	4.755921	4.746364	0.000091	0.000284
3.176091	4.845067	4.852018	0.000048	0.005226
3.301030	4.944517	4.926982	0.000308	0.029495
			0.000853	0.086612
ỹ	4.772777			

$$r^2 = 1 - \frac{0.000853}{0.086612} \quad => \quad r = 0.995064$$

La correlación encontrada es un valor adecuado, mayor a 0.95.

Pregunta Nº 35: Siguiendo una metodología racional para encontrar los costos de plantas de tratamiento, se ha determinado la siguiente ecuación: Costo = 15,281 $Q^{0.55}$. Una localidad tiene un sistema de tratamiento, en 1994, con capacidad para 250 lps, y el crecimiento de la demanda es: Q = 272.6 x 1.033^t, t = 0 en 1993. Se desea ampliar el sistema de tratamiento considerando la construcción de tres plantas modulares de igual capacidad, dos en la primera etapa y una en la segunda. Determinar el costo total de la inversión, y el intervalo de tiempo para cada etapa. Considerar r = 11%.

Solución:

Se considera como inicio del período de diseño el año 1996.

Período de diseño:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$$250 = 272.6 \times 1.033^t \quad => \quad t = -2.67$$

Número de años de déficit:

$$Xo = 1996 - (1993 - 2.67) \quad => \quad Xo = 5.67 \text{ años}$$

Existe déficit, el período óptimo de diseño se determinará con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.55)^{1.12}}{0.11} \quad => \quad X = 9.66 \text{ años}$$

$$X1 = 9.66 + \left(\frac{1 - 0.55}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{5.67^{0.9}}{(9.66 + 5.67)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 13.27 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 13 años.

Capacidad de la nueva planta:

Tiempo generado por el período de diseño:

t = 1996 + 13 – 1993 => t = 16

Caudal al final del período de diseño:

$Q = 272.6 \times 1.033^{16}$ => Q = 458.28 lps

Caudal de ampliación:

Q = 458.28 – 250.00 => Q = 208.28 lps

La ampliación será para un caudal de 208.28 lps.

Como se quiere emplear tres plantas modulares, la capacidad de cada modulo es:

$$Q = \frac{208.28}{3} \quad => \quad Q = 69.43 \text{ lps}$$

Costo de la planta modular:

$C = 15{,}281 \times 69.43^{0.55}$ => C = $ 157,395.11

En la primera etapa se va a construir dos módulos, el costo de la primera etapa es:

$C = 2 \times 157{,}395.11$ => C = $ 314,790.22

Año en que se inicia la segunda etapa:

$250 + 2 \times 69.43 = 272.6 \times 1.033^{t}$ => t = 10.94

t = 1993 + 10.94 => t = 2,004

El costo de la ampliación para la segunda etapa es el de un módulo, pero llevándolo a valor presente al inicio del período de diseño a 1996, a 8 años para la primera etapa:

$$C = \frac{157{,}395.11}{1.11^{8}} \quad => \quad C = \$\ 68{,}297.91$$

Costo total de la ampliación por etapas:

$C = 314,790.22 + 68,297.91$ => $C = \$ 383,088.13$

Pregunta Nº 36: Los costos de plantas de tratamiento de agua potable para los caudales de 60, 90, 120 y 160 lps son 295,390, 341,990, 393,050, y 416,270 dólares, respectivamente. Determinar la ecuación de costo. ¿Cuál sería la ecuación de costo que considera el factor de economía de escala recomendado por el BID?

Solución:

Verificando los costos unitarios de las plantas de tratamiento:

Caudal (lps)	Costo ($)	Costo Unitario ($/lps)
60	295,390	4,923.17
90	341,990	3,799.89
120	393,050	3,275.42
160	416,270	2,601.69

El costo unitario disminuye cuando se incrementa el caudal, entonces existe economía de escala.

Ecuación de costo:

$$C = K\,Q^{\alpha}$$

Transformando la ecuación en una lineal para aplicar los mínimos cuadrados:

$\log C = \log K + \alpha \log Q$ => $y = a + b\,x$

$y = \log C$; $a = \log K$; $b = \alpha$; $x = \log Q$

x = log Q	y = log C	x^2	y^2	xy
1.778151	5.470396	3.161822	29.925230	9.727191
1.954243	5.534013	3.819064	30.625304	10.814804
2.079181	5.594448	4.322995	31.297846	11.631871
2.204120	5.619375	4.858145	31.577377	12.385777
8.015695	22.218232	16.162025	123.425757	44.559643

Determinando los valores de K y α:

$$a = \frac{22.218232 \times 16.162025 - 8.015695 \times 44.559643}{4 \times 16.162025 - 8.015695^2}$$

$a = 4.827201 \qquad \Rightarrow \qquad K = 10^{4.827201}$

$K = 67{,}173.97$

$$b = \frac{4 \text{ x } 44.559643 - 8.015695 \text{ x } 22.218232}{4 \text{ x } 16.162025 - 8.015695^2}$$

$b = 0.362966 \qquad \Rightarrow \qquad \alpha = 0.362966$

Ecuación de costo:

$C = 67{,}173.97 \ Q^{0.363}$

Coeficiente de correlación:

$$r = \frac{4 \text{ x } 44.559643 - 8.015695 \text{ x } 22.218232}{\sqrt{4 \text{ x } 16.162025 - 8.015695^2}\ \sqrt{4 \text{ x } 123.425757 - 22.218232^2}}$$

$r = 0.9913$

El coeficiente de correlación de la ecuación de costos tiene un valor adecuado, es mayor a 0.95.

Ecuación de costo considerando el factor de economía de escala recomendado por el Banco Interamericano de Desarrollo -BID-, con un valor de 0.70:

$C = K\ Q^{0.7}$

De esta ecuación la única incógnita es el valor de K, la cual se determinará con el método de los mínimos cuadrados, para lo cual se tomará logaritmos a la ecuación de costos:

$\log C = \log K + 0.7 \log V \qquad \Rightarrow \qquad y = a + b\,x$

$y = \log C \quad ; \quad a = \log K \quad ; \quad b = 0.7 \quad ; \quad x = \log V$

La ecuación de mínimos cuadrados:

$\Delta = \Sigma\,(y - a - b\,x)^2$

$\frac{\partial \Delta}{\partial a} = \Sigma 2\,(y \quad a \quad b\,x)\,(\quad 1) = 0 \qquad \Rightarrow \qquad n\,a + b\,\Sigma x = \Sigma y$

Tabulando los datos:

x = log Q	y = log C
1.778151	5.470396
1.954243	5.534013
2.079181	5.594448
2.204120	5.619375
8.015695	22.218232

$4\ a = 22.218232 - 0.7 \times 8.015695$ => $a = 4.151811$

$K = 10^{4.151811}$ => $K = 14{,}184.41$

Ecuación de costo de la planta de tratamiento:

$C = 14{,}184.41\ Q^{0.7}$

Determinación del coeficiente de correlación para la ecuación encontrada:

x = log Q	y = log C	ỳ	$(y - ỳ)^2$	$(y - ỹ)^2$
1.778151	5.470396	5.396517	0.005458	0.007083
1.954243	5.534013	5.519781	0.000203	0.000422
2.079181	5.594448	5.607238	0.000164	0.001591
2.204120	5.619375	5.694695	0.005673	0.004201
8.015695	22.218232		0.011497	0.013298
ỹ	5.554558			

$$r^2 = 1 - \frac{0.011497}{0.013298}$$ => $r = 0.367963$

La correlación encontrada es menor a 0.95, lo que indica que la ecuación no representa adecuadamente los costos de la planta de tratamiento.

Pregunta Nº 37: El costo de instalación por metro lineal de tubería de PVC en terreno normal, y para cada clase se muestra en el siguiente cuadro. Determinar la ecuación de costos en función del diámetro y clase de tubería.

Diámetro (plg)	A-5	A-7.5	A-10	A-15
6	19.52	23.92	27.98	43.72
8	29.12	35.55	43.58	58.78
10	33.15	51.45	57.99	89.07
12	53.40	69.73	85.25	119.91

Solución:

La ecuación de costo sería:

$C = K\,D^{\alpha}\,P^{\beta}$

Linealizando la ecuación de costos para aplicar los mínimos cuadrados:

$\log C = \log K + \alpha \log D + \beta \log P$ => $z = a + b\,x + c\,y$

$z = \log C$; $a = \log K$; $b = \alpha$; $x = \log D$

$c = \beta$; $y = \log P$

Las ecuaciones de mínimos cuadrados:

$\Delta = \Sigma\,(z - a - b\,x - c\,y)^{2}$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial a} = \sum 2\,(z - a - b\,x - c\,y)\,(-1) = 0 \quad \Rightarrow \quad n\,a + b\,\Sigma x + c\,\Sigma y = \Sigma z$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(z - a - b\,x - c\,y)\,(-x) = 0 \quad \Rightarrow \quad a\,\Sigma x + b\,\Sigma x^{2} + c\,\Sigma xy = \Sigma xz$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial c} = \sum 2\,(z - a - b\,x - c\,y)\,(-y) = 0 \quad \Rightarrow \quad a\,\Sigma y + b\,\Sigma xy + c\,\Sigma y^{2} = \Sigma yz$$

Construyendo la tabla de datos:

x = log D	y = log P	z = log C	xy	xz
0.778151	0.698970	1.290480	0.543904	1.004188
0.903090	0.698970	1.464191	0.631233	1.322297
1.000000	0.698970	1.520484	0.698970	1.520484
1.079181	0.698970	1.727541	0.754315	1.864330
0.778151	0.875061	1.378761	0.680930	1.072885
0.903090	0.875061	1.550840	0.790259	1.400548
1.000000	0.875061	1.711385	0.875061	1.711385
1.079181	0.875061	1.843420	0.944350	1.989384
0.778151	1.000000	1.446848	0.778151	1.125866
0.903090	1.000000	1.639287	0.903090	1.480424
1.000000	1.000000	1.763353	1.000000	1.763353
1.079181	1.000000	1.930694	1.079181	2.083569
0.778151	1.176091	1.640680	0.915177	1.276697
0.903090	1.176091	1.769230	1.062116	1.597774

1.000000	1.176091	1.949731	1.176091	1.949731
1.079181	1.176091	2.078855	1.269216	2.243462
15.041690	15.000490	26.705781	14.102045	25.406377

yz	x^2	y^2
0.902007	0.605519	0.488559
1.023426	0.815572	0.488559
1.062772	1.000000	0.488559
1.207500	1.164632	0.488559
1.206500	0.605519	0.765732
1.357080	0.815572	0.765732
1.497567	1.000000	0.765732
1.613105	1.164632	0.765732
1.446848	0.605519	1.000000
1.639287	0.815572	1.000000
1.763353	1.000000	1.000000
1.930694	1.164632	1.000000
1.929590	0.605519	1.383191
2.080775	0.815572	1.383191
2.293062	1.000000	1.383191
2.444924	1.164632	1.383191
25.398490	14.342892	14.549928

Reemplazando en las ecuaciones:

$16\ a + 15.041690\ b + 15.000490\ c = 26.705781$

$15.041690\ a + 14.342892\ b + 14.102045\ c = 25.406377$

$15.000490\ a + 14.102045\ b + 14.549928\ c = 25.398490$

Resolviendo:

$a = -0.422533$ => $K = 10^{-0.422533}$

$K = 0.3780$

$b = 1.484909$ => $\alpha = 1.485$

$c = 0.742027$ => $\beta = 0.742$

Ecuación de costo:

$C = 0.3780\ D^{1.485}\ P^{0.742}$

Determinación del coeficiente de correlación para la ecuación encontrada:

x = log D	y = log H	Z = log C	ź	(z - ź)^2
0.778151	0.698970	1.290480	1.251605	0.001511
0.903090	0.698970	1.464191	1.437128	0.000732
1.000000	0.698970	1.520484	1.581031	0.003666
1.079181	0.698970	1.727541	1.698608	0.000837
0.778151	0.875061	1.378761	1.382279	0.000012
0.903090	0.875061	1.550840	1.567793	0.000287
1.000000	0.875061	1.711385	1.711695	0.000000
1.079181	0.875061	1.843420	1.829272	0.000200
0.778151	1.000000	1.446848	1.474978	0.000791
0.903090	1.000000	1.639287	1.660500	0.000450
1.000000	1.000000	1.763353	1.804403	0.001685
1.079181	1.000000	1.930694	1.921980	0.000076
0.778151	1.176091	1.640680	1.605642	0.001228
0.903090	1.176091	1.769230	1.791165	0.000481
1.000000	1.176091	1.949731	1.935067	0.000215
1.079181	1.176091	2.078855	2.052644	0.000687
	ž	1.669111		0.012860

(z – ž)^2
0.143362
0.041992
0.022090
0.003414
0.084303
0.013988
0.001787
0.030383
0.049401
0.000889
0.008882
0.068426
0.000808
0.010024
0.078748
0.167890

0.726388

$$r^2 = 1 - \frac{0.012860}{0.726388} \quad => \quad r = 0.991109$$

La correlación de la ecuación de costo es un valor adecuado, mayor a 0.95.

Pregunta Nº 38: La demanda como caudal máximo diario de una localidad varía con la ecuación: $Q = 258.4 \times 1.032^t$, t = 0 en 1993, el sistema de tratamiento tiene una oferta, en 1995, de 230 lps. La ampliación de la planta debe realizarse en dos etapas de tal forma que se utilice el mismo diseño en cada etapa. Determinar: período de diseño, etapas de ejecución de obra, caudal de diseño y costo total. Considerar costo de la planta: $C = 7{,}631\ Q^{0.7}$, y una tasa de interés de 11%.

Solución:

Se considera como inicio del período de diseño el año 1997.

Período de diseño:

Año de equilibrio de la capacidad existente:

$$230 = 258.40 \times 1.032^{t} \quad => \quad t = -3.70$$

Número de años de déficit:

$$Xo = 1997 - (1993 - 3.70) \quad => \quad Xo = 7.70 \text{ años}$$

Existe déficit, el período óptimo de diseño se determinará con déficit inicial:

$$X = \frac{2.6\,(1 - 0.70)^{1.12}}{0.11} \quad => \quad X = 6.14 \text{ años}$$

$$X1 = 6.14 + \left(\frac{1 - 0.70}{0.11}\right)^{0.7} + \frac{7.70^{0.9}}{(6.14 + 7.70)^{0.6}} \quad => \quad X1 = 9.45 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño con déficit inicial es 9 años.

Caudal de diseño:

Tiempo generado por el período de diseño:

$$t = 1997 + 9 - 1993 \quad => \quad t = 13$$

Caudal al final del período de diseño:

$Q = 258.40 \times 1.032^{13}$ => $Q = 389.16$ lps

Caudal de ampliación:

$Q = 389.16 - 230.00$ => $Q = 159.16$ lps

Como se va a ampliar por etapas y en cada una de ellas se utilizará el mismo diseño, la capacidad de cada planta será:

$Q = 0.5 \times 159.16$ => $Q = 79.58$ lps

Etapas de ejecución de obra:

La primera planta entra en operación en el año 1997, y el inicio de operación de la segundo planta será en:

$230.00 + 79.58 = 258.40 \times 1.032^{t}$ => $t = 5.74$

$t' = 1993 + 5.74$ => $t' = 1998.74$

El año de equilibrio de la primera ampliación es el año 1999, lo que indica que la siguiente ampliación debe entrar en operación en dicho año.

I Etapa: de 1997 a 1999

II Etapa: de 2000 a 2006

Costo total:

Costo de la ampliación para la primera etapa:

$C = 7{,}631 \times 79.58^{0.70}$ => $C = \$\ 163{,}359.43$

Para la segunda etapa, la inversión es la misma pero se tiene que llevar a valor presente por dos años, de 1999 a 1997:

$$VP = \frac{163{,}359.43}{1.11^{2}}$$ => $VP = \$\ 132{,}586.18$

Costo total:

$C = 163{,}359.43 + 132{,}586.18$ => $C = \$\ 295{,}945.61$

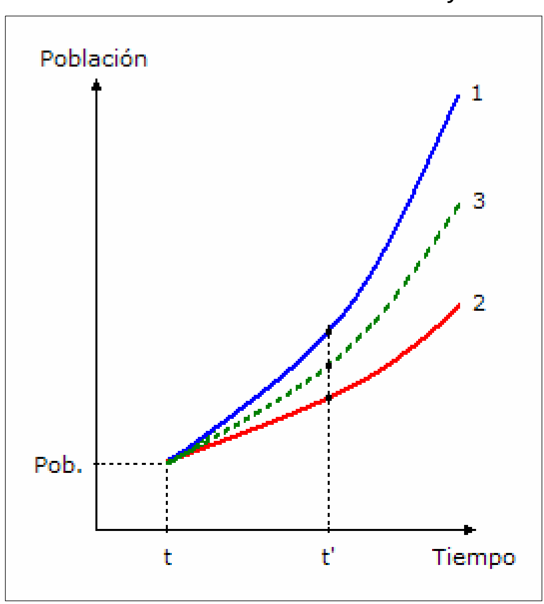
CAPITULO 3

PROYECCION POBLACIONAL

Pregunta Nº 1: Entre dos posibles curvas de población que tienen diferente tendencia de crecimiento entre sí y que corresponden a un mismo comportamiento histórico dado, explique gráficamente cual de las dos curvas escogería, así como el porque de ello.

Respuesta:

Cada curva de crecimiento población proviene de un determinado método y se ha seleccionado dicha curva considerando las posibles combinaciones de la población histórica, o es una curva única que toma como base la población histórica, entonces lo que se debe hacer es seleccionar como crecimiento poblacional a una de estas curvas.



Para seleccionar la curva de crecimiento poblacional, se realiza la proyección poblacional para cada curva y se hace el gráfico correspondiente, lo que se muestra en el gráfico adjunto,

Como son dos curvas, no se puede descartar la curva de crecimiento acelerado y la curva de crecimiento lento porque se tendría que descartar las dos curvas.

Lo más adecuado es buscar una curva promedio, para lo cual se tiene que generar los

datos necesarios.

Para un tiempo “t’” cualquiera, desde el último censo hasta un tiempo cercano al período de planeamiento, se determina la población para las curvas 1 y 2, y se toma el promedio de estas poblaciones obteniéndose una población promedio año a año.

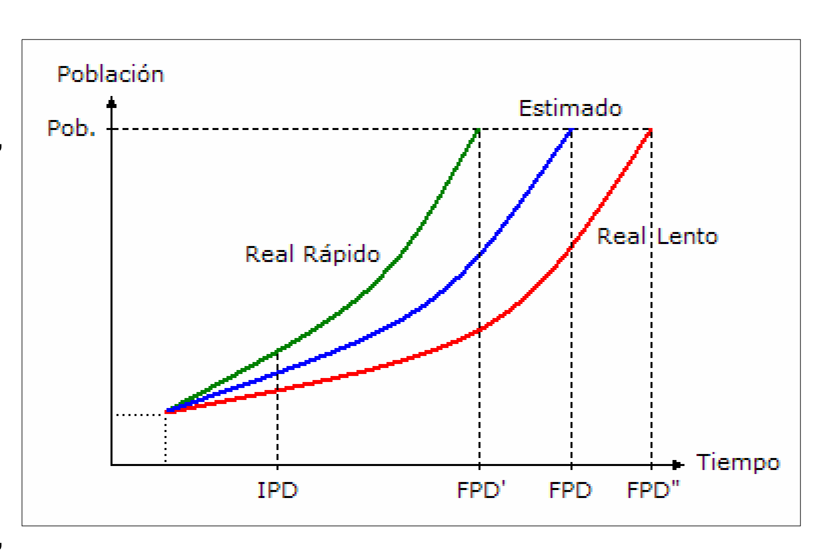
Con estos datos se traza una curva geométrica que debe pasar por todos los puntos promedio, curva 3, y se obtiene la tasa de crecimiento con el método de los mínimos cuadrados.

De esta forma se obtiene la curva de crecimiento poblacional geométrica a partir de las dos curvas.

Pregunta Nº 2: Si el crecimiento real de la población de una ciudad fuera diferente al que se ha proyectado. ¿Cómo afecta el período óptimo de diseño, explique empleando gráficos?

Respuesta:

El crecimiento poblacional es un valor estimado, puesto en operación el sistema se da el crecimiento real que puede ser mayor o menor al estimado. La capacidad del sistema diseñado es para dar el servicio a una población estimada para el período de diseño establecido.



Si el crecimiento poblacional real es más rápido que la población estimada, la población real la alcanza a la estimada antes del período óptimo de diseño (FPD’), lo que ocasiona que el período de diseño disminuye.

Si el crecimiento poblacional real es más lento que la población estimada, la población real alcanza a la estimada después del período óptimo de diseño (FPD”), lo que ocasiona que el período de diseño aumente.

En ambos casos esta situación no es conveniente, porque los recursos económicos no han sido optimizados.

Pregunta Nº 3: Explique como es la metodología para determinar la curva de crecimiento poblacional para el método racional.

Respuesta:

La curva de crecimiento poblacional del método racional tiene la siguiente forma:

$$Pf = Pa + (N - D)\,n + (I - E)\,n$$

Donde:

Pf : Población futura al año "n" (hab).
Pa : Población del año base o último censo (hab).
N : Número de nacimientos (hab).
D : Número de defunciones (hab).
I : Número de inmigrantes (hab).
E : Número de emigrantes (hab).
n : Tiempo a partir del año base (año).

El coeficiente (N – D) se conoce como crecimiento vegetativo, y el coeficiente (I – E) se conoce como crecimiento migratorio.

El valor de "Pa" se determina a partir de la población censal del último censo o de la población que se determine para el año base, a partir de dicho año se contabiliza el tiempo "n".

El crecimiento vegetativo se obtiene a partir de información que proporciona la Oficina de Registros Civiles de la Municipalidad, se solicita el número total de nacimientos "N" y defunciones "D" para los años comprendidos entre los dos últimos censos. Para cada año se determina el crecimiento vegetativo "N - D", con esos valores se determina el crecimiento vegetativo promedio el cual se reemplaza en la ecuación de crecimiento poblacional.

Para el crecimiento migratorio no existe información disponible en ninguna institución sobre los inmigrantes "I" y emigrantes "E", para lo cual se tiene que recurrir a su determinación en forma indirecta. El principio del método es el siguiente: la población de un año cualquiera es la población del año anterior más el crecimiento vegetativo y crecimiento migratorio de ese año.

Con el principio anterior y partiendo de la población de los dos últimos años censales, se construye una tabla con las siguientes columnas: en la primera columna se indican los años entre los dos últimos censos, en la segunda columna se determina por interpolación lineal la población total de todos los años entre los años censales, en la tercer columna se coloca el crecimiento vegetativo para cada año entre los años censales, en la cuarta columna se suma la población del año anterior con el crecimiento vegetativo del año, en la quinta columna a la población total de la segunda columna se le resta el resultado de la cuarta columna (población del año anterior y el

crecimiento vegetativo del año).

La cuarta columna representa el crecimiento migratorio “I – E” para cada año, con esos valores se determina el crecimiento migratorio promedio el cual se reemplaza en la ecuación de crecimiento poblacional.

Pregunta Nº 4: Si se dispone de datos de población censal, describa el procedimiento a seguir para determinar y seleccionar la curva de crecimiento poblacional de una determinada ciudad.

Respuesta:

La curva de crecimiento poblacional se selecciona con el siguiente procedimiento:

- Seleccionar los métodos que se van a analizar para determinar la curva de crecimiento poblacional: geométrico, aritmético, parabólico, incrementos variables, racional y otros métodos.

- Para cada método seleccionado se tiene que determinar la curva representativa del método, las curvas se determinan haciendo todas las combinaciones posibles de la población censal o de acuerdo a la definición del método solo es posible obtener una sola curva.

- Cuando se tiene más de una curva para un método, se tiene que seleccionar la curva representativa del método que se obtiene como la curva que mejor reproduce la población histórica o censal.

- Cuando se tienen las curvas representativas para cada método se tiene que seleccionar la mejor curva, para esto se utiliza los métodos de curva promedio, población referencial, tasa referencial y tasas intercensales, los cuales analizadas con información socio económica de la ciudad se selecciona la curva de crecimiento poblacional.

Pregunta Nº 5: Para determinar la curva de crecimiento poblacional de una localidad, primero se tiene que encontrar la curva representativa para cada método, luego de todas estas se tiene que seleccionar la representativa para la localidad. ¿Cómo selecciona esta curva?

Respuesta:

Teniendo la curva representativa de crecimiento poblacional de cada método analizado, la selección de la curva de crecimiento poblacional para la localidad se selecciona en base a los siguientes criterios:

- Curva promedio: de las curvas de cada método se descartan aquellas que tienen

un crecimiento rápido y tienen un crecimiento lento, quedando una curva de crecimiento promedio. Otra forma es determinar la población anual para cada curva y determinar el promedio de todas, con lo que se tiene la población promedio para cada año y se pasa una curva geométrica por estos puntos determinándose la tasa de crecimiento por el método de los mínimos cuadrados.

- Población referencial: se determina la población actual de la localidad a partir de información confiable, como las viviendas que pagan el impuesto predial o las conexiones domiciliarias residenciales de energía eléctrica, y conociendo la densidad de vivienda obtenida del último censo, con estos datos se tiene una población aproximada; también, se puede obtener a partir de encuestas en diferentes áreas de la localidad para determinar la densidad poblacional que aplicada a las áreas se obtiene la población aproximada. Con esta población aproximada se determina que curva tiene una mejor aproximación a la población actual y esta será la seleccionada, si la población esta entre dos curvas se puede recurrir a la curva promedio para encontrar la tasa de crecimiento.

- Tasa referencial: se toma como referencia la tasa de crecimiento correspondiente al tipo de localidad estudiada, si es urbana o rural, puede ser del país, región, provincia o distrito. Se construye una curva geométrica con la tasa referencial y con esta se determina que curva tiene una mejor aproximación a la población proyectada y esta será la seleccionada, si la curva esta entre dos curva se puede recurrir a la curva promedio para encontrar la tasa de crecimiento.

- Tasas intercensales: se determina las tasas intercensales y se observa su evolución, si la tendencia de la tasa es creciente entonces se seleccionará la curva que tiene una tasa similar a la tendencia creciente, o también puede ser en forma viceversa. Se debe analizar las condiciones socio económicas que se presentaron se puedan mantener en el futuro para que las tasas puedan ser crecientes o decrecientes.

Pregunta Nº 6: Para una zona de estudio, la cual por razones de servicio considera más de un distrito. A su criterio, ¿Cuál sería el procedimiento correcto para determinar el crecimiento poblacional: considerando por cada distrito o en forma global? ¿Por qué?

Respuesta:

Las ciudades grandes que están conformadas por varios distritos, los sistemas de abastecimiento de agua potable tienen como zona de influencia a todos los distritos o a algunos, y se tiene que determinar los parámetros de diseño para diseñar el sistema.

En el caso particular del crecimiento poblacional, la proyección poblacional se debe determinar por cada distrito ya que cada uno tiene sus propias características que influyen en el crecimiento como la actividad comercial, la disponibilidad de áreas de expansión, el crecimiento vertical, etc.; todos estos factores influyen en el crecimiento

de cada distrito.

Determinado el crecimiento poblacional de cada distrito, en la que cada uno puede tener diferente curva de crecimiento, se determina la población global del estudio que es la sumatoria de la población de cada distrito.

Pregunta Nº 7: Se tienen las siguientes poblaciones para los censos indicados, en el presente año (1991) se tiene 4,586 conexiones domiciliarias de agua potable. Considerando un período de diseño de 20 años, inicio en 1992, cuantas conexiones se deben instalar en la primera etapa y en la segunda etapa. Considerar que la población tiene crecimiento geométrico, población servida 90%, densidad poblacional 5.4 hab/viv.

Año	1961	1972	1981
Población (habitantes)	8,952	14,876	19,656

Solución:

Curvas para la combinación de dos censos:

1981 y 1972:

$r_1 = \left(\frac{19{,}656}{14{,}876}\right)^{1/9} - 1$ => $r_1 = 3.14\%$

1981 y 1961: => $r_2 = 4.01\%$

1972 y 1961: => $r_3 = 4.73\%$

Curva para la combinación de tres censos:

1981, 1972 y 1961:

$r_4 = (3.14^{9} \times 4.73^{11})^{1/20}$ => $r_4 = 3.93\%$

Curva con el método de los mínimos cuadrados:

$Pf = Po\,(1 + r)^{t}$ => $\log Pf = \log Po + t \log (1 + r)$

$y = \log Pf$; $a = \log Po$; $b = \log (1 + r)$; $x = t$

$\Delta = \Sigma\,(y - a - b\,x)^{2}$

$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(y - a - b\,x)\,(-x) = 0$ => $a\,\Sigma x + b\,\Sigma x^{2} = \Sigma yx$

t	P	y = log P	x = t	yx	x^2
1,981	19,656	4.293495	0	0	0
1,972	14,876	4.172486	-9	-37.552376	81
1,961	8,952	3.951920	-20	-79.038401	200
Σ		12.417901	-29	-116.590777	481

$4.293495 \times (-29) + 481\ b = -116.590777$ => $b = 0.016467$

$r_5 = 10^{0.016467} - 1$ => $r_5 = 3.86\%$

Cuadro para la seleccionar la curva de crecimiento poblacional con población histórica:

Curva	1,981	1,972	1,961	Σ |Dif.|
Censo	19,656	14,876	8,952	---
Pf_1	19,656	14,876	10,582	1,630
Pf_2	19,656	13,797	8,952	1,079
Pf_3	19,656	12,973	7,807	3,048
Pf_4	19,656	13,889	9,086	1,121
Pf_5	19,656	13,973	9,208	1,159

La curva se selecciona con la menor sumatoria de los valores absolutos de las diferencias entre la población real y la población estimada. La curva seleccionada es la Pf_2 con t = 0 en el año 1981. Para el período de planeamiento de 20 años que se inicia en el 1992, la primera etapa termina el año 2001 y la segunda etapa termina en el año 2011.

Conexiones para la primera etapa:

Población futura:

$Pf = 19{,}656 \times 1.0401^{20}$ => Pf = 43,159 hab.

Población servida:

$Ps = 0.90 \times 43{,}159$ => Ps = 38,843 hab.

Número de conexiones domiciliarias:

$$Nc = \frac{38{,}843}{5.4}$$ => Nc = 7,913 conex.

Incremento de conexiones domiciliarias:

Nc = 7,913 - 4,586 => Nc = 3,327 conex.

Se deben instalar 3,327 conexiones domiciliarias en la primera etapa.

Conexiones para la segunda etapa:

Población servida:

$Pf = 19{,}656 \times 1.0401^{30}$ => $Pf = 63{,}953$ hab.

Población no servida:

$Ps = 0.90 \times 63{,}953$ => $Ps = 57{,}557$ hab.

Número de conexiones domiciliarias:

$$Nc = \frac{57{,}557}{5.4}$$ => $Nc = 10{,}659$ conex.

Incremento de conexiones domiciliarias:

$Nc = 10{,}659 - 7{,}913$ => $Nc = 2{,}746$ conex.

Se deben instalar 2,746 conexiones domiciliarias en la segunda etapa.

Problema Nº 8: Una determinada ciudad tiene en los años 1985 y 1990 una población de 12,682 y 14,174 habitantes, respectivamente. Realizando el estudio de crecimiento poblacional se concluyó que la curva representativa es la de crecimiento racional, para lo cual se obtuvo la siguiente información:

Año	1986	1987	1988	1989	1990
Nacimientos	287	273	299	312	278
Defunciones	90	97	101	81	95

Para un período de diseño de 15 años, dotación de 180 l/hab.día, 80% de población servida, y los coeficientes de variación consumo adecuados, determinar los caudales de diseño.

Solución:

Considerando un coeficiente de variación diaria de 1.3 y un coeficiente de variación horaria de 1.8; determinación del crecimiento vegetativo:

Año	Nacimientos (N)	Defunciones (D)	N – D
1986	287	90	197
1987	273	97	176

1988	299	101	198
1989	312	81	231
1990	278	95	183
Σ	1,449	464	985

El crecimiento vegetativo promedio es:

$$(N - D) = \frac{985}{5} \qquad \Rightarrow \qquad (N - D) = 197 \text{ hab/año}$$

Determinación del crecimiento migratorio:

Año	Población	N – D	Pob. + (N–D)	I – E
1985	12,682	---	---	---
1986	12,980	197	12,879	101
1987	13,279	176	13,156	123
1988	13,577	198	13,477	100
1989	13,876	231	13,808	68
1990	14,174	183	14,059	115
Σ				507

La columna 2 se determina con una interpolación aritmética entre el año 1985 y 1990. La columna 4 se determina sumando la población del año anterior con el crecimiento vegetativo del año. La columna 5 se determina restando a la columna 2 la columna 4.

El crecimiento migratorio promedio es:

$$(I - E) = \frac{507}{5} \qquad \Rightarrow \qquad (I - E) = 101.4 \text{ hab/año}$$

La curva racional de crecimiento poblacional es:

Pf = 14,174 + 197 n + 101.4 n

Pf = 14,174 + 298.4 n ; n = 0 en 1990

La población para un período de 15 años empezando en 1991:

Pf = 14,174 + 298.4 x 15 => Pf = 18,650 hab.

La población servida es:

Ps = 0.80 x 18,650 => Ps = 14,920 hab.

Caudales de diseño:

Caudal promedio:

$$Qp = \frac{14{,}920 \times 180}{86{,}400} \qquad => \qquad Qp = 31.08 \text{ lps}$$

Caudal máximo diario:

Qmd = 1.3 x 31.08 => Qmd = 40.41 lps

Caudal máximo horario:

Qmh = 1.8 x 31.08 => Qmh = 55.95 lps

Pregunta Nº 9: En el presente año, 1991, se desarrollará el Estudio Definitivo de agua potable de Lambayeque, considerando un período de diseño de 20 años. La población servida es de 90%, dotación de 220 Lphd, dotación para piletas de 35 Lphd y el crecimiento poblacional es parabólico. Determinar los caudales de diseño de cada etapa, y la tasa geométrica de crecimiento equivalente para cada etapa.

Año	1,940	1,961	1,972	1,981
Población (habitantes)	6,614	10,629	18,620	24,178

Solución:

Determinación de la curva de crecimiento poblacional por el método parabólico.

Combinación de los años 1981, 1972, 1961, con t = 0 en el año 1961:

Para 1961: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 10{,}629$

Para 1972: $A + B \times 11 + C \times 11^2 = 18{,}620$

Para 1981: $A + B \times 20 + C \times 20^2 = 24{,}178$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_1 = 10{,}629 + 786.349\ t - 5.445\ t^2$

Combinación de los años 1981, 1972, 1940, con t = 0 en el año 1940:

Para 1940: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 6{,}614$

Para 1972: $A + B \times 32 + C \times 32^2 = 18{,}620$

Para 1981: $A + B \times 41 + C \times 41^2 = 24{,}178$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_2 = 6{,}614 + 186.022\ t + 5.911\ t^2$

Combinación de los años 1981, 1961, 1940, con t = 0 en el año 1940:

Para 1940: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 6{,}614$

Para 1961: $A + B \times 21 + C \times 21^2 = 10{,}629$

Para 1981: $A + B \times 41 + C \times 41^2 = 24{,}178$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_3 = 6{,}614 - 57.869\ t + 11.860\ t^2$

Combinación de los años 1972, 1961, 1940, con t = 0 en el año 1940:

Para 1940: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 6{,}614$

Para 1961: $A + B \times 21 + C \times 21^2 = 10{,}629$

Para 1972: $A + B \times 32 + C \times 32^2 = 18{,}620$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_4 = 6{,}614 - 160.077\ t + 16.727\ t^2$

Curva con el método de los mínimos cuadrados, con t = 0 en el año 1981:

$Pf = A + B\,t + C\,t^2$ => $y = a + b\,x + c\,x^2$

$y = Pf$; $x = t$; $a = A$; $b = B$; $c = C$

$\Delta = \Sigma\,(y - a - b\,x - c\,x^2)^2$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(y - a - b\,x - c\,x^2)\,(-x) = 0 \quad \Rightarrow \quad b\,\Sigma x^2 + c\,\Sigma x^3 = \Sigma yx - a\,\Sigma x$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial c} = \sum 2\,(y - a - b\,x - c\,x^2)\,(-x^2) = 0 \quad \Rightarrow \quad b\,\Sigma x^3 + c\,\Sigma x^4 = \Sigma yx^2 - a\,\Sigma x^2$$

Año	x = t	x^2	x^3	x^4
1,940	-41	1,681	-68,921	2’825,761
1,961	-20	400	-8,000	160,000

1,972	-9	81	-729	6,561
1,981	0	0	0	0
Σ	-70	2,162	-77,650	2’992,322

y = Pf	yx	yx^2
6,614	-271,174	11’118,134
10.629	-212,580	4’251,600
18,620	-167,580	1’508,220
24,178	0	0
Σ	-651,334	16’877,954

Las ecuaciones de B y C son:

(2,162) B + (–77,650) C = (-651,334) – (24,178) (-70)

(-77,650) B + (2’992,322) C = (16’877,954) – (24,178) (2,162)

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_5 = 24{,}178 – 834.258\ t + 9.820\ t^2$

Selección de la curva de crecimiento poblacional con población histórica:

Curva	1,981	1,972	1,961	1,940	Σ|Difer.|
Censo	24,178	18,620	10.629	6,614	---
Pf1	24,178	18,620	10,629	1,977	4,637
Pf2	24,178	18,620	13,127	6,614	2,498
Pf3	24,178	16,907	10,629	6,614	1,713
Pf4	28,169	18,620	10,629	6,614	3,991
Pf5	24,178	17,465	11,421	6,481	2,080

Se selecciona la curva con la menor sumatoria de los valores absolutas de la diferencia entre la población real y la estimada con cada curva. La curva seleccionada es:

$Pf_3 = 6{,}614 – 57.869\ t + 11.860\ t^2$; t = 0 en el año 1940

Poniendo como referencia el año 1981, t = t + 41, la curva es:

$Pf = 24{,}178 – 57.869\ (t + 41) + 11.860\ (t + 41)^2$

$Pf = 24{,}178 + 914.650\ t + 11.860\ t^2$; t = 0 en el año 1981

Características del diseño, población y caudales, para el final de la primera etapa al

año 2,001:

Población total:

$Pf = 24,178 + 914.650 \times 20 + 11.860 \times 20^2$ => $Pf = 47,215$ hab.

Población servida:

$Ps = 47,215 \times 0.90$ => $Ps = 42,493$ hab.

Población no servida:

$Pns = 47,215 – 42,493$ => $Pns = 4,722$ hab.

Caudal promedio:

$$Qp = \frac{42,493 \times 220 + 4,722 \times 35}{86,400}$$ => $Qp = 110.11$ lps

Caudal máximo diario para un coeficiente de variación diaria de 1.3:

$Qmd = 1.3 \times 110.11$ => $Qmd = 143.15$ lps

Caudal máximo horario para un coeficiente de variación horaria de 1.8:

$Qmh = 1.8 \times 110.11$ => $Qmh = 198.20$ lps

Población total al inicio de la primera etapa, año 1991:

$Pf = 24,178 + 914.650 \times 10 + 11.860 \times 10^2$ => $Pf = 34,510$ hab.

Tasa geométrica equivalente:

$$r = \left(\frac{47,215}{34,510}\right)^{1/10} - 1$$ => $r = 3.18\%$

Características del diseño, población y caudales, para el final de la segunda etapa al año 2,011:

Población total:

$Pf = 24,178 + 914.650 \times 30 + 11.860 \times 30^2$ => $Pf = 62,291$ hab.

Población servida:

$Ps = 62,291 \times 0.90$ => $Ps = 56,062$ hab.

Población no servida:

$Pns = 62,291 - 56,062$ => $Pns = 6,229$ hab.

Caudal promedio:

$$Qp = \frac{56,062 \text{ x } 220 + 6,229 \text{ x } 35}{86,400}$$ => $Qp = 145.27$ lps

Caudal máximo diario para un coeficiente de variación diaria de 1.3:

$Qmd = 1.3 \text{ x } 145.27$ => $Qmd = 188.86$ lps

Caudal máximo horario para un coeficiente de variación horaria de 1.8:

$Qmh = 1.8 \text{ x } 145.27$ => $Qmh = 261.49$ lps

Tasa geométrica equivalente:

$$r = \left(\frac{62,291}{47,215}\right)^{1/10} - 1$$ => $r = 2.81\%$

Pregunta Nº 10: La población de una ciudad según los censos de 1972 y 1981 es 13,581 y 19,860 habitantes, respectivamente; además, la municipalidad ha proporcionado la siguiente información

Año	1977	1978	1979	1980	1981
Nacimientos	264	289	320	329	343
Defunciones	142	149	161	152	148

Considerando una variación lineal para los crecimientos vegetativos y migratorios, un período de diseño con dos etapas de 8 años cada una, la planificación se realiza el año 1992. ¿Cuál es la población de diseño para cada etapa?, ¿Cuáles son las tasas de crecimiento equivalente?

Solución:

Determinación de la ecuación lineal de crecimiento vegetativo:

Año	Nacimientos (N)	Defunciones (D)	N – D
1977	264	142	122
1978	289	149	140
1979	320	161	159

1980	329	152	177
1981	343	148	195

$(N - D) = \frac{195 - 122}{4}$ => (N – D) = 18.25 hab/año

CV = 195 + 18.25 n ; n = 0 para 1981

Determinación de la ecuación lineal de crecimiento migratorio:

Año	Población	N – D	Pob. + (N–D)	I – E
1976	16,372	---	---	---
1977	17,069	122	16,494	575
1978	17,767	140	17,209	558
1979	18,465	159	17,926	539
1980	19,162	177	18,642	520
1981	19,860	195	19,357	503

La columna 2 se determina con una interpolación aritmética entre el año 1971 y 1981. La columna 4 se determina sumando la población del año anterior con el crecimiento vegetativo del año. La columna 5 se determina restando a la columna 2 la columna 4.

$(I - E) = \frac{503 - 575}{4}$ => (I – E) = -18.00 hab/año

CM = 503 - 18.00 n ; n = 0 para 1981

La curva racional de crecimiento poblacional es:

Pf = 19,860 + (195 + 18.25 n) n + (503 - 18 n) n

$Pf = 19,860 + 698\ n + 0.25\ n^2$; n = 0 en 1981

Con tres años para estudios y obras, el inicio del período de diseño será el año 1995.

Población de diseño para la primera etapa:

n = 1995 + 8 – 1981 => n = 22

$Pf = 19,860 + 698 \times 22 + 0.25 \times 22^2$ => Pf = 35,337 hab.

Población de diseño para la segunda etapa:

n = 1995 + 16 – 1981 => n = 30

$Pf = 19,860 + 698 \times 30 + 0.25 \times 30^2$ => Pf = 41,025 hab.

Tasa geométrica equivalente para la primera etapa, primero se determinará la población del año de inicio de la primera etapa:

Población para el año 1995:

$n = 1995 – 1981$ => $n = 14$

$Pf = 19{,}860 + 698 \times 14 + 0.25 \times 14^2$ => $Pf = 29{,}681$ hab.

$$r = \left(\frac{35{,}337}{29{,}681}\right)^{1/8} - 1 \quad => \quad r = 2.20\%$$

Tasa geométrica equivalente para la segunda etapa:

$$r = \left(\frac{41{,}025}{35{,}337}\right)^{1/8} - 1 \quad => \quad r = 1.88\%$$

Pregunta Nº 11: En el presente año, 1992, se realizará un estudio de emergencia de agua potable para la ciudad de Rioja, los datos censales son los siguientes:

Año	1961	1972	1981
Población (habitantes)	4,361	6,047	9,863

Existen 1,961 conexiones domiciliarias con una densidad de vivienda de 5.6 hab/viv, el sismo de 1991 ha originado una emigración estabilizándose la población en una cantidad similar al año 1988; considerando un período de diseño de 6 años, una cobertura del 90%, y de mantenerse las condiciones de crecimiento antes del sismo. ¿Cuál sería el incremento de conexiones domiciliarias del estudio?

Solución:

Considerando que la localidad tiene un crecimiento poblacional con el método geométrico.

Curvas para la combinación de dos censos:

1981 y 1972:

$$r_1 = \left(\frac{9{,}863}{6{,}047}\right)^{1/9} - 1 \quad => \quad r_1 = 5.59\%$$

1981 y 1961: => $r_2 = 4.16\%$

1972 y 1961: => $r_3 = 3.02\%$

Curvas para la combinación de tres censos:

1981, 1972 y 1961:

$r_4 = (5.59^{9} \times 3.02^{11})^{1/20}$ => $r_4 = 3.98\%$

Curva con el método de los mínimos cuadrados:

$Pf = Po\,(1 + r)^{t}$ => $\log Pf = \log Po + t \log (1 + r)$

$y = \log Pf$; $a = \log Po$; $b = \log (1 + r)$; $x = t$

$\Delta = \Sigma\,(y - a - b\,x)^{2}$

$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(y - a - b\,x)\,(-x) = 0$ => $a\,\Sigma x + b\,\Sigma x^{2} = \Sigma yx$

t	P	y = log P	x = t	yx	x^2
1,981	9,863	3,994009	0	0	0
1,972	6,047	3.781540	-9	-34.033860	81
1,961	4,361	3.639585	-20	-79.791722	200
Total		11.415135	-29	-106.825581	481

$3.994009 \times (-29) + 481\,b = -106.825581$ => $b = 0.018712$

$r_5 = 10^{0.018712} - 1$ => $r_5 = 4.40\%$

Selección de la curva de crecimiento poblacional con población histórica:

Curva	1,981	1,972	1,961	Σ |Dif.|
Censo	9,863	6,047	4,361	---
Pf_1	9,863	6,047	3,325	1,036
Pf_2	9,863	6,832	4,361	785
Pf_3	9,863	7,549	5,444	2,585
Pf_4	9,863	6,942	4,519	1,053
Pf_5	9,863	6,693	4,166	841

Se selecciona la curva con la menor sumatoria de los valores absolutas de la diferencia entre la población real y la estimada con cada curva. La curva seleccionada es la Pf_2:

$Pf = 9{,}863\,(1 + 0.0416)^{t}$; t = 0 para 1981

Como el sismo ha originado una migración de población, de tal forma que la población del año 1992 es similar a la población del año 1988, se tiene que corregir la curva de

crecimiento poblacional.

Población en el año 1988:

$t = 1988 – 1981$ => $t = 7$

$Pf = 9,863 (1 + 0.0416)^{7}$ => $Pf = 13,124$ hab.

Curva de crecimiento poblacional corregida:

$Pf = 13,124 (1 + 0.0416)^{t}$; $t = 0$ para 1992

Considerando dos años para los estudios y la ejecución de las obras, el año de inicio del período de diseño será el año 1994.

Población total al final del período de diseño:

$t = 1994 + 6 – 1992$ => $t = 8$

$Pf = 13,124 (1 + 0.0416)^{8}$ => $Pf = 18,190$ hab.

Población servida:

$Ps = 18,190 \times 0.90$ => $Ps = 16,371$ hab.

Número total de conexiones domiciliarias:

$Nc = \frac{16,371}{5.6}$ => $Nc = 2,923$ conex.

Incremento de conexiones domiciliarias:

$Nc = 2,923 – 1,961$ => $Nc = 962$ conex.

Pregunta Nº 12: El crecimiento poblacional de una localidad tiene la siguiente fórmula: $Pf = A\ e^{b\,t}$, donde A y b son constantes, teniendo como datos los censos poblacionales de 1961, 1972 y 1981 con poblaciones de 18,421, 27,636, 41,128 habitantes, respectivamente. Determinar la ecuación de crecimiento poblacional teniendo como base el año 1981.

Solución:

Curva de la combinación de los censos 1981 – 1972, con t = 0 en 1972:

$t = 0$ => $27,636 = A\ e^{0\,b}$ => $A = 27,636$

$t = 9 \quad => \quad 41{,}128 = 27{,}636\ e^{9\,b} \quad => \quad b = 0.044174$

$Pf_1 = 27{,}636\ e^{0.044174\,t} \quad ; \quad t = 0$ en 1972

Curva de la combinación de los censos 1981 – 1961, con t = 0 en 1961:

$t = 0 \quad => \quad 18{,}421 = A\ e^{0\,b} \quad => \quad A = 18{,}421$

$t = 20 \quad => \quad 41{,}128 = 18{,}421\ e^{20\,b} \quad => \quad b = 0.040160$

$Pf_2 = 18{,}421\ e^{0.040160\,t} \quad ; \quad t = 0$ en 1961

Curva de la combinación de los censos 1972 – 1961, con t = 0 en 1961:

$t = 0 \quad => \quad 18{,}421 = A\ e^{0\,b} \quad => \quad A = 18{,}421$

$t = 11 \quad => \quad 27{,}636 = 18{,}421\ e^{11\,b} \quad => \quad b = 0.036875$

$Pf_3 = 18{,}421\ e^{0.036875\,t} \quad ; \quad t = 0$ en 1961

Curva con el método de los mínimos cuadrados, con t = 0 en 1981:

$Pf = A\ e^{b\,t} \quad => \quad Ln\ Pf = Ln\ A + b\ t$

$y = Ln\ Pf \quad ; \quad a = Ln\ A \quad ; \quad b = b \quad ; \quad x = t$

$\Delta = \Sigma\ (y - a - b\ x)^2$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\ (y - a - b\ x)\ (-x) = 0 \quad => \quad a\ \Sigma\ x + b\ \Sigma\ x^2 = \Sigma\ yx$$

t	P	y = Ln P	x = t	Yx	x^2
1,981	41,128	10.624444	0	0.000000	0
1,972	27,636	10.226875	-9	-92.041871	81
1,961	18,421	9.821247	-20	-196.424932	200
Total		30.672566	-29	-288.466803	481

$10.624444 \times (-29) + 481\ b = -\ 288.466803 \quad => \quad b = 0.040836$

$Pf_4 = 41{,}128\ e^{0.040836\,t} \quad ; \quad t = 0$ en 1981

Selección de la curva de crecimiento poblacional con la población histórica:

Curva	1,981	1,972	1,961	Σ |Dif.|
Censo	41,128	27,636	18,421	---

Pf_1	41,128	27,636	17,000	1,421
Pf_2	41,128	28,653	18,421	1,017
Pf_3	38,513	27,636	18,421	2,615
Pf_4	41,128	28,479	18,174	1,090

La curva seleccionada por la menor sumatoria del valor absoluto de las diferencias es la Pf_2 con referencia t = 0 en el año 1961; siendo la condición que la referencia sea el año 1981, se tiene que trasladar el eje de tiempo al año 1981, con t = t + 20:

$$Pf = 18{,}421\ e^{0.040160\ (t + 20)}$$

$$Pf = 41{,}128\ e^{0.04016\ t} \quad ; \quad t = 0 \text{ en } 1981$$

Pregunta Nº 13: La ciudad de Abancay tiene actualmente, en 1993, una población aproximada de 55,000 habitantes, la población según los censos de 1961, 1972 y 1981 son 9,053, 12,778 y 18,857 habitantes, respectivamente. Aplicando el método geométrico determinar la curva de crecimiento poblacional.

Solución:

Curvas de la combinación de dos censos:

1981 y 1972:

$$r_1 = \left(\frac{18{,}857}{12{,}778}\right)^{1/9} - 1 \quad \Rightarrow \quad r_1 = 4.42\%$$

1981 y 1961: => $r_2 = 3.74\%$

1972 y 1961: => $r_3 = 3.18\%$

Curva de la combinación de tres censos:

1981, 1972 y 1961:

$$r_4 = (4.42^{9} \times 3.18^{11})^{1/20} \quad \Rightarrow \quad r_4 = 3.69\%$$

Curva con el método de los mínimos cuadrados:

$$Pf = Po\ (1 + r)^{t} \quad \Rightarrow \quad \log Pf = \log Po + t \log (1 + r)$$

$y = \log Pf$; $a = \log Po$; $b = \log (1 + r)$; $x = t$

$$\Delta = \Sigma\ (y - a - b\ x)^{2}$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(y - a - b\,x)\,(-x) = 0 \qquad => \qquad a\,\Sigma\,x + b\,\Sigma\,x^2 = \Sigma\,yx$$

t	P	y = log P	x = t	yx	x^2
1,981	18,857	4.275473	0	0	0
1,972	12,778	4.106463	-9	-36.958166	81
1,961	9,053	3.956793	-20	-79.135850	200
Total		12.338728	-29	-116.094016	481

4.275473 x (-29) + 481 b = – 116.094016 => b = 0.016413

$r_5 = 10^{0.016413} - 1$ => $r_5 = 3.85\%$

Selección de la curva de crecimiento poblacional con población histórica:

Curva	1,981	1,972	1,961	Σ |Dif.|
Censo	18,857	12,778	9,053	---
Pf_1	18,857	12,778	7,941	1,112
Pf_2	18,857	13,554	9,053	776
Pf_3	18,857	14,224	10,077	2,470
Pf_4	18,857	13,611	9,137	917
Pf_5	18,857	13,420	8,855	840

La curva se selecciona con la menor sumatoria de los valores absolutos de las diferencias entre la población real y la población estimada, la curva seleccionada es la Pf_2:

$Pf = 18{,}857 \times 1.0374^{t}$; t = 0 en 1981

Población para el año 1993:

t = 1993 – 1981 => t = 12

$Pf = 18{,}857 \times 1.0374^{12}$ => Pf = 29,287 hab.

Se observa que la población proyectada es mucho menor que la población aproximada para el año 1993, de 55,000 habitantes. El crecimiento poblacional entre el año 1981 y 1993 es:

$$r = \left(\frac{55{,}000}{18{,}857}\right)^{1/12} - 1 \qquad => \qquad r = 9.33\%$$

La tasa indica que ha habido un crecimiento importante entre el año 1981 y 1993, y se

espera que esto ya no ocurra, por lo tanto la ecuación de crecimiento poblacional será la siguiente:

$Pf = 55{,}000 \times 1.0374^{t}$; $t = 0$ en 1993

Pregunta Nº 14: Una ciudad tiene los siguientes datos censales: 6580, 8554 y 11236 habitantes para los años 1961, 1972 y 1981, respectivamente. Si en el presente año, 1993, la población es aproximadamente 16,000 habitantes. ¿Cuál es la curva que mejor representa el crecimiento poblacional: geométrica o parabólica?

Solución:

Curva de crecimiento poblacional geométrica:

Curva con la combinación de dos censos:

1981 y 1972:

$r_1 = \left(\frac{11{,}236}{8{,}554}\right)^{1/9} - 1$ => $r_1 = 3.08\%$

1981 y 1961: => $r_2 = 2.71\%$

1972 y 1961: => $r_3 = 2.41\%$

Curva con la combinación de tres censos:

1981, 1972 y 1961:

$r_4 = (3.08^{9} \times 2.41^{11})^{1/20}$ => $r_4 = 2.69\%$

Curva con el método de los mínimos cuadrados:

$Pf = Po\,(1 + r)^{t}$ => $\log Pf = \log Po + t \log (1 + r)$

$y = \log Pf$; $a = \log Po$; $b = \log (1 + r)$; $x = t$

$\Delta = \Sigma\,(y - a - b\,x)^{2}$

$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(y - a - b\,x)\,(-x) = 0$ => $a\,\Sigma x + b\,\Sigma x^{2} = \Sigma yx$

t	P	y = log P	x = t	yx	x^2
1,981	11,236	4.050612	0	0	0

1,972	8,554	3.932169	-9	-35.389523	81
1,961	6,580	3.818226	-20	-76.364518	200
Total		11.801007	-29	-111.754041	481

4.050612 x (-29) + 481 b = – 111.754041 => b = 0.011879

$r_5 = 10^{0.011879} - 1$ => $r_5 = 2.77\%$

Selección de la curva de crecimiento poblacional con población histórica:

Curva	1,981	1,972	1,961	Σ |Dif.|
Censo	11,236	8,554	6,580	---
Pf_1	11,236	8,554	6,129	451
Pf_2	11,236	8,832	6,580	278
Pf_3	11,236	9,065	6,973	904
Pf_4	11,236	8,846	6,605	317
Pf_5	11,236	8,784	6,502	308

La curva se selecciona con la menor sumatoria de los valores absolutos de las diferencias entre la población real y la población estimada, la curva seleccionada es la Pf_2:

$Pf = 11,236 \times 1.0271^{t}$; t = 0 en 1981

Población actual con la curva geométrica, 1993 para t = 12:

$Pf = 11,236 \times 1.0271^{12}$ => Pf = 15,490 hab

Diferencia de población con la actual:

Pf = 16,000 – 15,490 => Pf = 510 hab

Curva de crecimiento poblacional parabólica:

Combinación de los años 1981, 1972, 1961, con t = 0 en el año 1961:

Para 1961: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 6,580$

Para 1972: $A + B \times 11 + C \times 11^2 = 8,554$

Para 1981: $A + B \times 20 + C \times 20^2 = 11,236$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf = 5.297\, t^2 + 114.255\, t + 6,580$; t = 0 en 1961

Población actual con la curva parabólica, $t = 32$

$Pf = 5.297 \times 32^{2} + 114.255 \times 32 + 6{,}580$ => $Pf = 16{,}306$ hab

Diferencia de población con la actual:

$Pf = 16{,}000 - 16{,}306$ => $Pf = -306$ hab.

La curva que tiene menor diferencia con la población actual es la curva parabólica. Cambiando de referencia para el año 1981, $t = t + 20$:

$Pf = 5.297\,(t + 20)^{2} + 114.255\,(t + 20) + 6{,}580$

$Pf = 5.297\,t2 + 493.6\,t + 11{,}236$; $t = 0$ en 1981

Pregunta Nº 15: La población de la Provincia Constitucional del Callao según los censos de los años 1940, 1961, 1972 y 1981 era de 84,435, 219,400, 331,864, y 454,313 habitantes, respectivamente. La población aproximada según el censo de 1993 es 637,755 habitantes. Si el crecimiento es parabólico, determinar la ecuación geométrica equivalente de crecimiento poblacional teniendo como base el año 1993 y valida para un período de 20 años iniciándose en 1998.

Solución:

Primero se determina la curva de crecimiento poblacional empleando el método parabólico.

Curva de la combinación de los años 1981, 1972, 1961, con $t = 0$ en el año 1961:

Para 1961: $A + B \times 0 + C \times 0^{2} = 219{,}400$

Para 1972: $A + B \times 11 + C \times 11^{2} = 331{,}864$

Para 1981: $A + B \times 20 + C \times 20^{2} = 454{,}313$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_{1} = 219{,}400 + 8{,}364.206\,t + 169.072\,t^{2}$

Curva de la combinación de los años 1981, 1972, 1940, con $t = 0$ en el año 1940:

Para 1940: $A + B \times 0 + C \times 0^{2} = 84{,}435$

Para 1972: $A + B \times 32 + C \times 32^{2} = 331{,}864$

Para 1981: $A + B \times 41 + C \times 41^{2} = 454{,}313$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_2 = 84{,}435 + 3{,}148.126\ t + 143.251\ t^2$

Curva de la combinación de los años 1981, 1961, 1940, con t = 0 en el año 1940:

Para 1940: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 84{,}435$

Para 1961: $A + B \times 21 + C \times 21^2 = 219{,}400$

Para 1981: $A + B \times 41 + C \times 41^2 = 454{,}313$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_3 = 84{,}435 + 3{,}702.669\ t + 129.725\ t^2$

Curva de la combinación de los años 1972, 1961, 1940, con t = 0 en el año 1940:

Para 1940: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 84{,}435$

Para 1961: $A + B \times 21 + C \times 21^2 = 219{,}400$

Para 1972: $A + B \times 32 + C \times 32^2 = 331{,}864$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_4 = 84{,}435 + 3{,}935.061\ t + 118.659\ t^2$

Curva con el método de los mínimos cuadrados, con t = 0 en el año 1981:

$Pf = A + B\,t + C\,t^2 \quad \Rightarrow \quad y = a + b\,x + c\,x^2$

$y = Pf \quad ; \quad x = t \quad ; \quad a = A \quad ; \quad b = B \quad ; \quad c = C$

$\Delta = \Sigma\,(y - a - b\,x - c\,x^2)^2$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(y - a - b\,x - c\,x^2)\,(-x) = 0 \quad \Rightarrow \quad b\,\Sigma x^2 + c\,\Sigma x^3 = \Sigma yx - a\,\Sigma x$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial c} = \sum 2\,(y - a - b\,x - c\,x^2)\,(-x^2) = 0 \quad \Rightarrow \quad b\,\Sigma x^3 + c\,\Sigma x^4 = \Sigma yx^2 - a\,\Sigma x^2$$

Año	x = t	x^2	x^3	x^4
1,940	-41	1,681	-68,921	2'825,761
1,961	-20	400	-8,000	160,000

1,972	-9	81	-729	6,561
1,981	0	0	0	0
	-70	2,162	-77,650	2'992,322

y = Pf	yx	yx^2
84,435	-3'461,835	141'935,235
219,400	-4'388,000	87'760,000
331,864	-2'986,776	26'880,984
454,313	0	0
	-10'836,611	256'576,219

Las ecuaciones de B y C son:

(2,162) B + (–77,650) C = (-10'836,611) – (454,313) (-70)

(-77,650) B + (2'992,322) C = (256'576,219) – (454,313) (2,162)

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_5 = 454,313 + 14,522.948\ t + 134.363\ t^2$

Selección de la curva de crecimiento poblacional con la población histórica:

Curva	1,981	1,972	1,961	1,940	Σ|Difer.|
Censo	454,313	331,864	219,400	84,435	---
Pf_1	454,313	331,864	219,400	94,683	10,248
Pf_2	454,313	331,864	213,719	84,435	5,681
Pf_3	454,313	335,759	219,400	84,435	3,895
Pf_4	445,239	331,864	219,400	84,435	9,074
Pf_5	454,313	334,490	217,599	84,737	4,729

Se selecciona la curva con la menor sumatoria de los valores absolutas de la diferencia entre la población real y la estimada. La curva seleccionada es:

$Pf_3 = 84,435 + 3,702.669\ t + 129.725\ t^2$; t = 0 en el año 1940

Poniendo como referencia el año 1981, t = t + 20, la curva es:

$Pf = 84,435 + 3,702.669\ (t + 20) + 129.725\ (t + 20)^2$

$Pf = 454,313 + 14,340.160\ t + 129.725\ t^2$; t = 0 en el año 1981

Poniendo como referencia el año 1993, la curva es:

$Pf = 645{,}075.39 + 17{,}453.572\ t + 129.725\ t^2$; $t = 0$ en el año 1993

Población para el año 1998, t = 5:

$Pf = 645{,}075.39 + 17{,}453.572 \times 5 + 129.725 \times 5^2$ => $Pf = 735{,}586$ hab.

Población para el año 2018, t = 25:

$Pf = 645{,}075.39 + 17{,}453.572 \times 25 + 129.725 \times 25^2$ => $Pf = 1'162{,}493$ hab.

Tasa equivalente entre 1993 y 1998:

$$r = \left(\frac{735{,}586}{645{,}075}\right)^{1/5} - 1 \quad \Rightarrow \quad r = 2.66\%$$

Tasa equivalente entre 1998 y 2018:

$$r = \left(\frac{1'162{,}493}{735{,}586}\right)^{1/20} - 1 \quad \Rightarrow \quad r = 2.31\%$$

Las ecuaciones de crecimiento geométrico equivalente son:

$Pf = 645{,}075.39 \times (1 + 0.01\ r)^t$; $t = 0$ en 1993

Los valores de la tasa son: 2.66% de 1993 a 1998, y 2.31% de 1999 a 2018.

Pregunta Nº 16: Una ciudad tiene la siguiente ecuación de crecimiento poblacional: $Pf = a\ b^t$, donde a y b con constantes de población determinadas con datos censales. Históricamente la ciudad ha tenido las poblaciones de 4439, 5728, 8421 y 11213 habitantes para los años 1940, 1961, 1972 y 1981, respectivamente. Determinar la curva de crecimiento poblacional y la tasa geométrica entre los años 1993 y 2018.

Solución:

Curva de la combinación de los censos 1981 – 1972, con t = 0 en 1972:

$t = 0$ => $8{,}421 = a\ b^0$ => $a = 8{,}421$

$t = 9$ => $11{,}213 = 8{,}421\ b^9$ => $b = 1.032328$

$Pf_1 = 8{,}421 \times 1.032328^t$; $t = 0$ en 1972

Curva de la combinación de los censos 1981 – 1961, con t = 0 en 1961:

$t = 0$ => $5{,}728 = a\ b^0$ => $a = 5{,}728$

$t = 20 \quad \Rightarrow \quad 11{,}213 = 5{,}728\ b^{20} \quad \Rightarrow \quad b = 1.034156$

$Pf_2 = 5{,}728 \times 1.034156^{t} \quad ; \quad t = 0$ en 1961

Curva de la combinación de los censos 1981 – 1940, con t = 0 en 1940:

$t = 0 \quad \Rightarrow \quad 4{,}439 = a\ b^{0} \quad \Rightarrow \quad a = 4{,}439$

$t = 41 \quad \Rightarrow \quad 11{,}213 = 4{,}439\ b^{41} \quad \Rightarrow \quad b = 1.022858$

$Pf_3 = 4{,}439 \times 1.022858^{t} \quad ; \quad t = 0$ en 1940

Curva de la combinación de los censos 1972 – 1961, con t = 0 en 1961:

$t = 0 \quad \Rightarrow \quad 5{,}728 = a\ b^{0} \quad \Rightarrow \quad a = 5{,}728$

$t = 11 \quad \Rightarrow \quad 8{,}421 = 5{,}728\ b^{11} \quad \Rightarrow \quad b = 1.035654$

$Pf_4 = 5{,}728 \times 1.035654^{t} \quad ; \quad t = 0$ en 1961

Curva de la combinación de los censos 1972 – 1940, con t = 0 en 1940:

$t = 0 \quad \Rightarrow \quad 4{,}439 = a\ b^{0} \quad \Rightarrow \quad a = 4{,}439$

$t = 32 \quad \Rightarrow \quad 8{,}421 = 4{,}439\ b^{32} \quad \Rightarrow \quad b = 1.020211$

$Pf_5 = 4{,}439 \times 1.020211^{t} \quad ; \quad t = 0$ en 1940

Curva de la combinación de los censos 1961 – 1940, con t = 0 en 1940:

$t = 0 \quad \Rightarrow \quad 4{,}439 = a\ b^{0} \quad \Rightarrow \quad a = 4{,}439$

$t = 21 \quad \Rightarrow \quad 5{,}728 = 4{,}439\ b^{21} \quad \Rightarrow \quad b = 1.012214$

$Pf_6 = 4{,}439 \times 1.012214^{t} \quad ; \quad t = 0$ en 1940

Curva con el método de los mínimos cuadrados, para t = 0 en 1981

$Pf = a\ b^{t} \quad \Rightarrow \quad \text{Log } Pf = \text{Log } a + t \log b$

$y = \text{Log } Pf \quad ; \quad a = \log a \quad ; \quad b = \log b \quad ; \quad x = t$

$\Delta = \Sigma\ (y - a - b\ x)^{2}$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\ (y - a - b\ x)\ (-x) = 0 \quad \Rightarrow \quad a\ \Sigma\ x + b\ \Sigma\ x^{2} = \Sigma\ yx$$

t	P	y = log P	x = t	Yx	x^2
1,981	11,213	4.049722	0	0.000000	0
1,972	8,421	3.925364	-9	-35.328273	81
1,961	5,728	3.758003	-20	-75.160060	200
1,940	4,439	3.647285	-41	-149.538691	1,681
Total		15.380374	-70	-260.027024	2,162

$4.049722 \times (-70) + 2{,}162\ b = -260.027024$ => $b = 0.010848$

$b = 10^{0.010848}$ => $b = 1.025293$

$Pf_6 = 11{,}213 \times 1.025293^{t}$; t = 0 en 1981

Selección de la curva de crecimiento poblacional con población histórica:

Curva	1,981	1,972	1,961	1,940	Σ |Dif.|
Censo	11,213	8,421	5,728	4,439	---
Pf_1	11,213	8,421	5,934	3,042	1,603
Pf_2	11,213	8,288	5,728	2,829	1,743
Pf_3	11,213	9,149	7,135	4,439	2,135
Pf_4	11,542	8,421	5,728	2,745	2,023
Pf_5	10,083	8,421	6,757	4,439	2,159
Pf_6	11,213	10,052	8,976	6,816	7,256

Se selecciona la curva con la menor sumatoria de los valores absolutas de la diferencia entre la población real y la estimada. La curva seleccionada es la Pf_1:

$Pf_1 = 8{,}421 \times 1.032328^{t}$; t = 0 en 1972

Trasladando la curva al tiempo referencial al año 1981, t = t + 9:

$Pf = 8{,}421 \times 1.032328^{t+9}$

$Pf = 11{,}213 \times 1.032328^{t}$; t = 0 en 1981

Población para el año 1993, t = 12:

$Pf = 11{,}213 \times 1.032328^{12}$ => Pf = 16,426 hab.

Población en el año 2018, t = 25:

$Pf = 11{,}213 \times 1.032328^{37}$ => Pf = 36,389 hab.

Tasa geométrica entre los años 1993 y 2018:

$$r = \left(\frac{36{,}389}{16{,}426}\right)^{1/25} - 1 \qquad => \qquad r = 3.23\%$$

Pregunta Nº 17: La población para los censos de 1961, 1972, 1981 y 1993 es 18442, 22905, 28748 y 40598 habitantes, respectivamente. Si el crecimiento poblacional es parabólico, determinar la ecuación de crecimiento poblacional teniendo como referencia el año 1993, y encontrar el crecimiento geométrico equivalente para tres períodos de 10 años.

Solución:

Primero se determina la curva de crecimiento poblacional utilizando el método parabólico.

Curva con la combinación de los años 1993, 1981, 1972, con t = 0 en el año 1972:

Para 1972: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 22{,}905$

Para 1981: $A + B \times 9 + C \times 9^2 = 28{,}748$

Para 1993: $A + B \times 21 + C \times 21^2 = 40{,}598$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_1 = 22{,}905 + 504.246\ t + 16.108\ t^2$

Curva con la combinación de los años 1993, 1981, 1961, con t = 0 en el año 1961:

Para 1961: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 18{,}442$

Para 1981: $A + B \times 20 + C \times 20^2 = 28{,}748$

Para 1993: $A + B \times 32 + C \times 32^2 = 40{,}598$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_2 = 18{,}442 + 220.175\ t + 14.756\ t^2$

Curva con la combinación de los años 1993, 1972, 1961, con t = 0 en el año 1961:

Para 1961: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 18{,}442$

Para 1972: $A + B \times 11 + C \times 11^2 = 22{,}905$

Para 1993: $A + B \times 32 + C \times 32^2 = 40{,}598$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_3 = 18,442 + 255.578\ t + 13.650\ t^2$

Curva con la combinación de los años 1981, 1972, 1961, con t = 0 en el año 1961:

Para 1961: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 18,442$

Para 1972: $A + B \times 11 + C \times 11^2 = 22,905$

Para 1981: $A + B \times 20 + C \times 20^2 = 28,748$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_4 = 18,442 + 271.805\ t + 12.175\ t^2$

Curva con el método de los mínimos cuadrados, con t = 0 en el año 1993:

$Pf = A + B\,t + C\,t^2$ => $y = a + b\,x + c\,x^2$

y = Pf ; x = t ; a = A ; b = B ; c = C

$\Delta = \Sigma\,(y - a - b\,x - c\,x^2)^2$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(y - a - b\,x - c\,x^2)\,(-x) = 0 \quad \Rightarrow \quad b\,\Sigma\,x^2 + c\,\Sigma\,x^3 = \Sigma\,yx - a\,\Sigma\,x$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial c} = \sum 2\,(y - a - b\,x - c\,x^2)\,(-x^2) = 0 \quad \Rightarrow \quad b\,\Sigma\,x^3 + c\,\Sigma\,x^4 = \Sigma\,yx^2 - a\,\Sigma\,x^2$$

Año	x = t	x^2	x^3	x^4
1,961	-32	1,024	-32,768	1’048,576
1,972	-21	441	-9,261	194,481
1,981	-12	144	-1,728	20,736
1,993	0	0	0	0
Σ	-65	1,609	-43,757	1’263,793

y = Pf	yx	yx^2
18,442	-590,144	18’884,608
22,905	-481,005	10’101,105
28,748	-344,976	4’139,712
40,598	0	0
Σ	-1’416,125	33’125,425

Las ecuaciones de B y C son:

(1,609) B + (-43,757) C = (-1’416,125) – (40,598) (-65)

(-43,757) B + (1’263,793) C = (33’125,425) – (40,598) (1,609)

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_5 = 40{,}598 + 1{,}148.990\ t + 14.306\ t^2$

Selección de la curva de crecimiento poblacional:

Curva	1,993	1,981	1,972	1,961	Σ|Difer.|
Censo	40,598	28,748	22,905	18,442	---
Pf_1	40,598	28,748	22,905	19,307	865
Pf_2	40,598	28,748	22,649	18,442	256
Pf_3	40,598	29,014	22,905	18,442	266
Pf_4	39,607	28,748	22,905	18,442	991
Pf_5	40,598	28,870	22,778	18,479	286

Se selecciona la curva con la menor sumatoria de los valores absolutas de la diferencia entre la población real y la estimada. La curva seleccionada es la Pf_2:

$Pf_2 = 18{,}442 + 220.175\ t + 14.756\ t^2$; t = 0 en el año 1961

Poniendo como referencia el año 1993, t = t + 32, la curva es:

$Pf = 40{,}598 + 1{,}164.575\ t + 14.756\ t^2$; t = 0 en el año 1993

Tasa geométrica equivalente entre los años 1993 y 2003:

Población para el año 2003, t = 10:

$Pf = 40{,}598 + 1{,}164.575 \times 10 + 14.756 \times 10^2$ => Pf = 53,719 hab

Tasa geométrica:

$r = \left(\frac{53{,}719}{40{,}598}\right)^{1/10} - 1$ => r = 2.84%

Tasa geométrica equivalente entre los años 2003 y 2013:

Población para el año 2013, t = 20:

$Pf = 40{,}598 + 1{,}164.575 \times 20 + 14.756 \times 20^2$ => Pf = 69,792 hab

Tasa geométrica:

$$r = \left(\frac{69,792}{53,719}\right)^{1/10} - 1 \qquad => \qquad r = 2.65\%$$

Tasa geométrica equivalente entre los años 2013 y 2023:

Población para el año 2023, t = 30:

$$Pf = 40,598 + 1,164.575 \times 30 + 14.756 \times 30^{2} \qquad => \qquad Pf = 88,816 \text{ hab}$$

Tasa geométrica:

$$r = \left(\frac{88,816}{69,792}\right)^{1/10} - 1 \qquad => \qquad r = 2.44\%$$

Pregunta Nº 18: Una localidad tiene para los censos de los años 1961, 1972 y 1981 las poblaciones de 15778, 22525 y 34250 habitantes, respectivamente. Para el censo de 1993 se tiene una población aproximada de 53,132 habitantes. ¿Cuál curva es la más representativa para el crecimiento poblacional de la localidad: geométrica o parabólica?

Solución:

Curva de crecimiento poblacional geométrica:

Curva con la combinación de dos censos:

1981 y 1972:

$$r_1 = \left(\frac{34,250}{22,525}\right)^{1/9} - 1 \qquad => \qquad r_1 = 4.77\%$$

1981 y 1961: => $r_2 = 3.95\%$

1972 y 1961: => $r_3 = 3.28\%$

Curva con la combinación de tres censos:

1981, 1972 y 1961:

$$r_4 = (4.77^{9} \times 3.28^{11})^{1/20} \qquad => \qquad r_4 = 3.88\%$$

Curva con el método de los mínimos cuadrados:

$Pf = Po\,(1 + r)^{t}$ => $\log Pf = \log Po + t \log (1 + r)$

$y = \log Pf$; $a = \log Po$; $b = \log (1 + r)$; $x = t$

$\Delta = \Sigma\,(y - a - b\,x)^{2}$

$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(y - a - b\,x)\,(-x) = 0$ => $a\,\Sigma x + b\,\Sigma x^{2} = \Sigma yx$

t	P	y = log P	x = t	yx	x^2
1,981	34,250	4.534661	0	0	0
1,972	22,525	4.352665	-9	-39.173983	81
1,961	15,788	4.198327	-20	-83.966542	200
Total		13.085652	-29	-123.140526	481

$4.534661 \times (-29) + 481\,b = -123.140526$ => $b = 0.017390$

$r_5 = 10^{0.017390} - 1$ => $r_5 = 4.09\%$

Selección de la curva de crecimiento poblacional con la población histórica:

Curva	1,981	1,972	1,961	Σ |Dif.|
Censo	34,250	22,525	15,788	---
Pf_1	34,250	22,525	13,947	1,841
Pf_2	34,250	24,172	15,788	1,647
Pf_3	34,250	25,609	17,949	5,245
Pf_4	34,250	24,309	15,987	1,983
Pf_5	34,250	23,886	15,377	1,772

Se selecciona la curva de crecimiento poblacional con la menor sumatoria de los valores absolutas de la diferencia entre la población real y la estimada. La curva seleccionada es la Pf_2:

$Pf = 34{,}250 \times 1.0395^{t}$; $t = 0$ en 1981

Población actual con la curva geométrica, t = 12:

$Pf = 34{,}250 \times 1.0395^{12}$ => $Pf = 54{,}508$ hab

Diferencia de población:

$Pf = 53{,}132 - 54{,}508$ => $Pf = -1{,}376$ hab.

Curva de crecimiento poblacional parabólica:

Curva con la combinación de los años 1981, 1972, 1961, con t = 0 en el año 1961:

Para 1961: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 15,788$

Para 1972: $A + B \times 11 + C \times 11^2 = 22,525$

Para 1981: $A + B \times 20 + C \times 20^2 = 34,250$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf = 15,788 + 232.777\ t + 34.516\ t^2$; t = 0 en 1961

Población actual con la curva parabólica, t = 32

$Pf = 15,788 + 232.777 \times 32 + 34.516 \times 32^2$ => $Pf = 58,581$ hab

Diferencia de población:

$Pf = 53,132 – 58,581$ => $Pf = – 5,449$ hab

La mejor curva es la geométrica por tener la menor la diferencia con la población actual.

Pregunta Nº 19: Una localidad, en el año 1994, tiene las siguientes poblaciones para los cuatro últimos censos poblacionales: 15038, 21954, 28645, y 38525 habitantes. Si la curva que representa el crecimiento poblacional es parabólica, determinar dicha ecuación, y ¿Cuál es la tasa de crecimiento para el período 1993 - 2010?

Solución:

Los cuatro últimos censos se han realizaron en los años 1993, 1981, 1972 y 1961.

Curva con la combinación de los años 1993, 1981, 1972, con t = 0 en el año 1972:

Para 1972: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 21,954$

Para 1981: $A + B \times 9 + C \times 9^2 = 28,645$

Para 1993: $A + B \times 21 + C \times 21^2 = 38,525$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_1 = 21,954 + 709.206\ t + 3.804\ t^2$

Curva con la combinación de los años 1993, 1981, 1961, con t = 0 en el año 1961:

Para 1961: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 15,038$

Para 1981: $A + B \times 20 + C \times 20^2 = 28{,}645$

Para 1993: $A + B \times 32 + C \times 32^2 = 38{,}525$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_2 = 15{,}038 + 590.985\, t + 4.468\, t^2$

Curva con la combinación de los años 1993, 1972, 1961, con t = 0 en el año 1961:

Para 1961: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 15{,}038$

Para 1972: $A + B \times 11 + C \times 11^2 = 21{,}954$

Para 1993: $A + B \times 32 + C \times 32^2 = 38{,}525$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_3 = 15{,}038 + 573.601\, t + 5.011\, t^2$

Curva con la combinación de los años 1981, 1972, 1961, con t = 0 en el año 1961:

Para 1961: $A + B \times 0 + C \times 0^2 = 15{,}038$

Para 1972: $A + B \times 11 + C \times 11^2 = 21{,}954$

Para 1981: $A + B \times 20 + C \times 20^2 = 28{,}645$

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_4 = 15{,}038 + 565.633\, t + 5.736\, t^2$

Curva con el método de los mínimos cuadrados, con referencia de t = 0 en el año 1993:

$Pf = A + B\,t + C\,t^2 \quad \Rightarrow \quad y = a + b\,x + c\,x^2$

$y = Pf \quad ; \quad x = t \quad ; \quad a = A \quad ; \quad b = B \quad ; \quad c = C$

$\Delta = \Sigma\,(y - a - b\,x - c\,x^2)^2$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(y - a - b\,x - c\,x^2)\,(-x) = 0 \quad \Rightarrow \quad b\,\Sigma\,x^2 + c\,\Sigma\,x^3 = \Sigma\,yx - a\,\Sigma\,x$$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial c} = \sum 2\,(y - a - b\,x - c\,x^2)\,(-x^2) = 0 \quad \Rightarrow \quad b\,\Sigma\,x^3 + c\,\Sigma\,x^4 = \Sigma\,yx^2 - a\,\Sigma\,x^2$$

Año	x = t	x^2	x^3	x^4
1,961	-32	1,024	-32,768	1’048,576
1,972	-21	441	-9,261	194,481
1,981	-12	144	-1,728	20,736
1,993	0	0	0	0
Σ	-65	1,609	-43,757	1’263,793

Y = Pf	yx	yx^2
15,038	-481,216	15’398,912
21,954	-461,034	9’681,714
28,645	-343,740	4’124,880
38,525	0	0
Σ	-1’285,990	29’205,506

Las ecuaciones de B y C son:

(1,609) B + (-43,757) C = (-1’285,990) – (38,525) (-65)

(-43,757) B + (1’263,793) C = (29’205,506) – (38,525) (1,609)

Resolviendo las ecuaciones:

$Pf_5 = 38{,}525 + 884.605\ t + 4.689\ t^2$

Selección de la curva de crecimiento poblacional con la población histórica:

Curva	1,993	1,981	1,972	1,961	Σ|Difer.|
Censo	38,525	28,645	21,954	15,038	---
Pf_1	38,525	28,645	21,954	13,692	1,346
Pf_2	38,525	28,645	22,079	15,038	125
Pf_3	38,525	28,515	21,954	15,038	130
Pf_4	39,012	28,645	21,954	15,038	487
Pf_5	38,525	28,585	22,016	15,020	140

Se selecciona la curva de crecimiento poblacional con la menor sumatoria de los valores absolutas de la diferencia entre la población real y la estimada. La curva seleccionada es la Pf_2:

$Pf_2 = 15{,}038 + 590.985\ t + 4.468\ t^2$; t = 0 en el año 1961

Poniendo como referencia el año 1993, t = t + 32, la curva es:

$Pf = 15{,}038 + 590.985\ (t + 32) + 4.468\ (t + 32)^2$

$Pf = 38{,}525 + 876.952\ t + 4.468\ t^2$; t = 0 en el año 1993

Tasa geométrica equivalente entre los años 1993 y 2010:

Población para el año 2010, t = 17:

$Pf = 38{,}525 + 876.952 \times 17 + 4.468 \times 17^2$ => Pf = 54,725 hab.

Tasa geométrica:

$r = \left(\frac{54{,}725}{38{,}525}\right)^{1/17} - 1$ => r = 2.09%

Pregunta Nº 20: Se tiene las poblaciones para los censos indicados, en el año 1995 se tiene 3,086 conexiones domiciliarias de agua potable. Considerando un período de diseño de 20 años, inicio en 1996, cuantas conexiones se debe instalar en la primera etapa y en la segunda etapa de 10 años cada una. Considerar que la población tiene un crecimiento geométrico, población servida 90%, densidad poblacional 5.4 hab/viv.

Año	1972	1981	1993
Población (habitantes)	8,952	14,876	19,656

Solución:

Curva con la combinación de dos censos:

1993 y 1981:

$r_1 = \left(\frac{19{,}656}{14{,}876}\right)^{1/12} - 1$ => $r_1 = 2.35\%$

1993 y 1972: => $r_2 = 3.82\%$

1981 y 1972: => $r_3 = 5.81\%$

Curva con la combinación de tres censos:

1993, 1981 y 1972:

$r_4 = (2.35^{12} \times 5.81^{9})^{1/21}$ => $r_4 = 3.46\%$

Curva con el método de los mínimos cuadrados:

$Pf = Po\ (1 + r)^t$ => $\log Pf = \log Po + t \log (1 + r)$

$y = \log Pf$; $a = \log Po$; $b = \log (1 + r)$; $x = t$

$\Delta = \Sigma (y - a - b\,x)^2$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial b} = \sum 2\,(y - a - b\,x)\,(-x) = 0 \quad \Rightarrow \quad a\,\Sigma x + b\,\Sigma x^2 = \Sigma yx$$

t	P	y = log P	x = t	yx	x^2
1,993	19,656	4.293495	0	0	0
1,981	14,876	4.172486	-12	-50.069834	144
1,972	8,952	3.951920	-21	-82.990322	441
Total			-33	-133.060156	585

$4.293495 \times (-33) + 585\,b = -133.060156$ => $b = 0.014744$

$r_5 = 10^{0.014744} - 1$ => $r_5 = 3.45\%$

Selección de la curva de crecimiento poblacional con la población histórica:

Curva	1,993	1,981	1,972	Σ |Dif.|
Censo	19,656	14,876	8,952	---
Pf_1	19,656	14,876	12,071	3,119
Pf_2	19,656	12,540	8,952	2,336
Pf_3	19,656	9,986	6,010	7,832
Pf_4	19,656	13,066	9,619	2,477
Pf_5	19,656	13,079	9,635	2,480

Se selecciona la curva con la menor sumatoria de los valores absolutas de la diferencia entre la población real y la estimada. La curva seleccionada es la Pf_2:

$Pf = 19{,}656 \times 1.0382^{t}$; t = 0 en 10993

Para los 20 años de planeamiento que se inicia en el 1996, la primera etapa termina el año 2006 y la segunda etapa termina en el año 2016.

Conexiones para la primera etapa:

Población servida, t = 13:

$Pf = 19{,}656 \times 1.0382^{13}$ => Pf = 31,985 hab

Población servida:

$Ps = 0.90 \times 31{,}985$ => Ps = 28,878 hab

Número total de conexiones domiciliarias:

$$Nco = \frac{28{,}878}{5.4} \quad => \quad Nco = 5{,}331 \text{ conex}$$

Incremento de conexiones domiciliarias:

Nco = 5,331 – 3,086 => Nco = 2,245 conex

Se deben instalar 2,245 conexiones domiciliarias en la primera etapa.

Conexiones para la segunda etapa:

Población total, t = 23:

$Pf = 19{,}656 \times 1.0382^{23}$ => Pf = 46,516 hab

Población servida:

Ps = 0.90 x 46,516 => Ps = 41,864 hab

Número total de conexiones domiciliarias:

$$Nco = \frac{41{,}864}{5.4} \quad => \quad Nco = 7{,}753 \text{ conex}$$

Incremento de conexiones domiciliarias:

Nco = 7,753 – 5,331 => Nco = 2,422 conex

Se deben instalar 2,422 conexiones domiciliarias en la segunda etapa.

CAPITULO 4

CONSUMO DE AGUA

Pregunta Nº 1: Defina el concepto de dotación.

Respuesta:

La dotación representa el volumen diario que consume un habitante para satisfacer sus necesidades sin ningún tipo de restricción. El volumen es consumido en los diferentes lugares por donde se desplaza el habitante durante el día, y también el volumen que es utilizado por otras personas para satisfacer las necesidades del habitante, como el lavado de ropa.

Pregunta Nº 2: La dotación o el consumo esta influenciada por diversos factores, explique como influye cada uno de ellos.

Respuesta:

La dotación depende de varios factores, siendo los principales:

- Clima. La dotación se incrementa con la temperatura, las localidades de mayor temperatura tienen una dotación mayor con respecto a las de menor temperatura.

- Estándar de vida. La tecnología contribuye a utilizar un mayor volumen de agua, como las piscinas, el agua caliente, hidromasajes, etc.; su empleo depende de la capacidad económica del usuario.

- Micromedición. La micromedición asociada con la facturación del volumen que registra, propicia que el usuario haga un uso racional del servicio de agua potable y su dotación tienda a disminuir.

- Tipo de actividad. Los usuarios pueden ser domésticos, comerciales e industriales, y cada uno tiene diferente dotación que depende de las actividades que realizan.

- Costo de agua. La cantidad de agua consumida depende del costo de producción, un bajo costo origina un mayor consumo. Estudios indican que un aumento del 10% de tarifa, la dotación disminuye en 5%.

- Presión del sistema. Se ha determinado que las presiones altas producen el deterioro de equipos, accesorios y de tuberías lo que origina fugas; también, originan un desperdicio durante el consumo.

- Población. Se ha establecido que un incremento de población produce un aumento en el consumo individual.

Pregunta Nº 3: ¿Cómo se determina la dotación que se utiliza en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable?

Respuesta:

La dotación de agua es el volumen diario que utiliza un habitante para satisfacer sus necesidades de agua potable, pero este volumen lo consume en diferentes lugares durante el día, en su vivienda, centro de trabajo, centro de estudios y en otros lugares.

Como el consumo se realiza en diferentes lugares es difícil determinar el volumen consumido en cada lugar, ya que en algunos casos el volumen consumido esta globalizado con otros habitantes, por ejemplo cuando esta en su centro de trabajo el registro del consumo se realiza en forma global para todos los trabajadores y luego se tiene que individualizar lo cual es dificultoso porque todos tienen diferente consumo.

Sin embargo, es posible determinar la dotación pero se tiene que hacer una medición rigurosa del volumen que consume en forma directa o indirecta el usuario en todas las actividades que realiza durante el día; para lo cual se debe instalar un sistema de medición en cada lugar, es posible que en su vivienda se estime en forma directa el volumen consumido sobre todo los fines de semana, pero en los lugares públicos se tendrá que estimar el consumo en base a promediar el consumo total en dichos lugares.

Para todo un sistema de abastecimiento es posible determinar una dotación promedio si la localidad cuenta con un nivel de micromedición alto, porque a nivel promedio interesa el volumen consumido pero no donde se produce el consumo; a nivel de habilitación urbana es muy complicado determinar la dotación del habitante porque el consumo lo realiza en diferentes habilitaciones urbanas.

Pregunta Nº 4: La población de una ciudad en la actualidad, 1992, es 118,250 habitantes, y se le pronostica una tasa de crecimiento de 2.8% anual. Dicha ciudad

cuenta con 10,524 conexiones domiciliarias de agua con una densidad promedio de 5.5 hab/conex y el crecimiento histórico del número de conexiones domiciliarias responde a un crecimiento lineal de 3.5% anual debido a que todas las conexiones han sido canceladas al contado. Se ha estimado que si el período de financiamiento de las conexiones fuera de cuatro años, su tasa de crecimiento se triplicaría. Para esta nueva condición en cuantos años se podría abastecer con servicio domiciliario de agua potable al 85% de la población de dicha ciudad.

Solución:

Ecuación geométrica del crecimiento poblacional:

$$Pf = 118{,}250 \times 1.028^{t} \qquad ; \qquad t = 0 \text{ en } 1992$$

Ecuación lineal de crecimiento de las conexiones domiciliarias:

$$Conex = 10{,}524 \times (1 + 0.105\,t) \qquad ; \qquad t = 0 \text{ en } 1992$$

Crecimiento de las conexiones domiciliarias con la ecuación de crecimiento poblacional:

$$Conex = \frac{0.85 \times 118{,}250 \times 1.028^{t}}{5.5}$$

$$Conex = 18{,}275 \times 1.028^{t} \qquad ; \qquad t = 0 \text{ en } 1992$$

Igualando las ecuaciones del crecimiento de las conexiones domiciliarias:

$$10{,}524 \times (1 + 0.105\,t) = 18{,}275 \times 1.028^{t}$$

$$1.736507 \times 1.028^{t} - 0.105\,t - 1 = 0$$

Resolviendo la ecuación:

$$f(t) = 1.736507 \times 1.028^{t} - 0.105\,t - 1$$

$$f'(t) = 0.047954 \times 1.028^{t} - 0.105$$

t	f(t)	f'(t)	-f(t)/f'(t)	t'
10.00	0.24	-0.04	5.71	15.71
15.71	0.03	-0.03	0.97	16.68
16.68	0.00	-0.03	0.04	16.72
16.72	0.00	-0.00	0.00	16.72

Las cobertura de 85% se conseguirá en el año 17, que corresponde al año 2009.

Pregunta Nº 5: Una ciudad costeña tiene para los censos de 1961, 1972 y 1981 poblaciones de 14,352, 19,270, y 23,005 habitantes, respectivamente. Considerando que la población tiene un comportamiento geométrico, y asumiendo parámetros de diseño adecuados, determinar las curvas de caudal promedio, caudal máximo diario, caudal máximo horario, volumen de regulación, conexiones domiciliarias, teniendo como base el año 1992.

Solución:

Determinación de la ecuación de crecimiento poblacional empleando el método geométrico.

Curvas de la combinación de dos censos:

1981 y 1972:

$$r_1 = \left(\frac{23{,}005}{19{,}270}\right)^{1/9} - 1 \qquad \Rightarrow \qquad r_1 = 1.99\%$$

1981 y 1961: => $r_2 = 2.39\%$

1972 y 1961: => $r_3 = 2.71\%$

Curva de la combinación de tres censos:

1981, 1972 y 1961:

$r_4 = (1.99^{9} \times 2.71^{11})^{1/20}$ => $r_4 = 2.36\%$

Curva por el método de los mínimos cuadrados:

$Pf = Po\,(1 + r)^{t}$ => $\log Pf = \log Po + t \log (1 + r)$

$y = \log Pf$; $a = \log Po$; $b = \log (1 + r)$; $x = t$

$\Delta = \Sigma\,(y - a - b\,x)^{2}$

$$\frac{\partial \Delta}{\partial a} = \sum 2\,(y - a - b\,x)\,(-x) = 0 \qquad \Rightarrow \qquad a\,\Sigma x + b\,\Sigma x^2 = \Sigma yx$$

t	P	y = log P	x = t	yx	x^2
1,981	23,005	4.361822	0	0	0
1,972	19,270	4.284882	-9	-38.563935	81
1,961	14,352	4.156912	-20	-83.138249	200
Total		12.803616	-29	-121.702184	481

$4.361822 \times (-29) + 481\ b = -121.702184 \quad \Rightarrow \quad b = 0.009960$

$r_5 = 10^{0.009960} - 1 \quad \Rightarrow \quad r_5 = 2.32\%$

Selección de la curva de crecimiento poblacional empleando la población histórica:

Curva	1,981	1,972	1,961	Σ |Dif.|
Censo	23,005	19,270	14,352	---
Pf_1	23,005	19,270	15,518	1,166
Pf_2	23,005	18,604	14,352	666
Pf_3	23,005	18,077	13,463	2,082
Pf_4	23,005	18,649	14,429	698
Pf_5	23,005	18,715	14,542	745

Se selecciona la curva de crecimiento poblacional con la menor sumatoria de los valores absolutas de la diferencia entre la población real y la estimada. La curva seleccionada es la Pf_2:

$Pf = 23{,}005 \times 1.0239^{t} \quad ; \quad t = 0 \text{ en } 1992$

Traslación de la curva seleccionada al año 1992:

$t = t + 1992 - 1981 \quad \Rightarrow \quad t = t + 11$

$Pf = 23{,}005 \times 1.0239^{t+11}$

$Pf = 29{,}821 \times 1.0239^{t} \quad ; \quad t = 0 \text{ en } 1992$

Para determinar las curvas solicitadas, se consideran los siguientes parámetros de diseño:

- Cobertura: 90%.
- Dotación: 200 Lphd.
- Coeficiente de variación diaria: 1.3.
- Coeficiente de variación horaria: 1.8.
- Porcentaje de regulación: 25%.
- Densidad de vivienda: 5.5 hab/viv.

Curva de caudal promedio, t = 0 en 1992:

$$Qp = \frac{0.90 \times 200 \times 29{,}821 \times 1.0239^{t}}{86{,}400} \quad \Rightarrow \quad Qp = 62.13 \times 1.0239^{t}$$

Curva del caudal máximo diario, t = 0 en 1992:

$$Qmd = 1.3 \times 62.13 \times 1.0239^{t} \quad => \quad Qmd = 80.77 \times 1.0239^{t}$$

Curva del caudal máximo horario, t = 0 en 1992:

$$Qmh = 1.8 \times 62.13 \times 1.0239^{t} \quad => \quad Qmh = 111.83 \times 1.0239^{t}$$

Curva del volumen de regulación, t = 0 en 1992:

$$Vreg = \frac{0.25 \times 86{,}400 \times 62.13 \times 1.0239^{t}}{1{,}000} \quad => \quad Vreg = 1{,}341.95 \times 1.0239^{t}$$

Curva de las conexiones domiciliarias, t = 0 en 1992:

$$Conex = \frac{0.90 \times 29{,}821 \times 1.0239^{t}}{5.5} \quad => \quad Conex = 4{,}879.80 \times 1.0239^{t}$$

Pregunta Nº 6: Se desea financiar un programa de instalación de conexiones domiciliarias cuyo costo unitario es $ 580, el usuario pagará el costo de la conexión en un período de cuatro meses. El programa considera la instalación de 120 conexiones domiciliarias durante un año. ¿Cuál es la inversión mínima que debe realizarse para financiar este programa?

Solución:

Costo mensual por la instalación de las conexiones domiciliarias:

$$C = 120 \times 580 \quad => \quad C = \$\ 69{,}600.00$$

Del primer al cuarto mes los usuarios pagarán la misma mensualidad, el pago total es:

$$Mes\,1/4 = 120 \times \frac{580}{4} \quad => \quad Mes\ 1/4 = \$\ 17{,}400.00$$

En el cuadro se muestra el ingreso y egreso, en miles de dólares, mensual por la instalación de las conexiones domiciliarias. En las filas se indica el pago por parte de los usuarios y en la vertical se indica los meses que se instalan las conexiones:

	Mes1	Mes2	Mes3	Mes4	Mes5	Mes6	Mes7	Mes8
Mes1	17.4	17.4	17.4	17.4				
Mes2		17.4	17.4	17.4	17.4			
Mes3			17.4	17.4	17.4	17.4		
Mes4				17.4	17.4	17.4	17.4	
Mes5					17.4	17.4	17.4	17.4

Mes6						17.4	17.4	17.4
Mes7							17.4	17.4
Mes8								17.4
Mes9								
Mes10								
Mes11								
Mes12								
T. Ing.	17.4	34.8	52.2	69.6	69.6	69.6	69.6	69.6
T. Egr.	69.6	69.6	69.6	69.6	69.6	69.6	69.6	69.6
Difer.	- 52.2	- 34.8	- 17.4	-	-	-	-	-

	Mes9	Mes10	Mes11	Mes12	Mes13	Mes14	Mes15
Mes1							
Mes2							
Mes3							
Mes4							
Mes5							
Mes6	17.4						
Mes7	17.4	17.4					
Mes8	17.4	17.4	17.4				
Mes9	17.4	17.4	17.4	17.4			
Mes10		17.4	17.4	17.4	17.4		
Mes11			17.4	17.4	17.4	17.4	
Mes12				17.4	17.4	17.4	17.4
T. Ing.	69.6	69.6	69.6	69.6	52.2	34.8	17.4
T. Egr.	69.6	69.6	69.6	69.6	-	-	-
Difer.	-	-	-	-	52.2	34.8	17.4

Se observa que en los tres primeros meses el pago de los usuarios es inferior al monto requerido para instalar las conexiones domiciliarias, a partir del cuarto mes el monto recaudado financia la instalación de las conexiones, y del treceavo al decimoquinto mes se recupera el monto dejado de recaudar en los tres primeros meses.

El monto mínimo requerido para financiar el programa de la instalación de conexiones domiciliarias, en los tres primeros meses es:

M = 52,200 + 34,800 + 17,400 => M = $ 104,400.00

Pregunta Nº 7: Se desea financiar un programa de instalación de conexiones domiciliarias, con un costo unitario de $ 600. El contrato con el usuario establece la siguiente forma de pago: 30% como cuota inicial y el resto se paga en cinco armadas. El programa consiste en instalar 250 conexiones mensuales durante un año. ¿Cuál es la inversión mínima que se debe realizar para financiar dicho programa?

Solución:

Costo mensual por la instalación de las conexiones domiciliarias:

$$C = 250 \times 600 \qquad \Rightarrow \qquad C = \$\ 150{,}000.00$$

En el primer mes los usuarios pagan la cuota inicial y la primera armada, el pago total es:

$$Mes1 = 250\,(0.3 \times 600 + \frac{0.7 \times 600}{5}) \qquad \Rightarrow \qquad Mes\ 1 = \$\ 66{,}000.00$$

Del segundo al quinto mes los usuarios pagarán la misma armada, el pago total será:

$$Mes\,2/5 = 250 \times \frac{0.7 \times 600}{5} \qquad \Rightarrow \qquad Mes\ 2/5 = \$\ 21{,}000.00$$

En el cuadro se muestra el ingreso y egreso, en miles de dólares, mensualmente por la instalación de las conexiones domiciliarias. En las filas se indica el pago por parte de los usuarios y en la vertical se indica los meses que se instalan las conexiones:

	Mes1	Mes2	Mes3	Mes4	Mes5	Mes6	Mes7	Mes8
Mes1	66	21	21	21	21			
Mes2		66	21	21	21	21		
Mes3			66	21	21	21	21	
Mes4				66	21	21	21	21
Mes5					66	21	21	21
Mes6						66	21	21
Mes7							66	21
Mes8								66
Mes9								
Mes10								
Mes11								
Mes12								
T. Ing.	66	87	108	129	150	150	150	150
T. Egr.	150	150	150	150	150	150	150	150

Difer.	- 84	- 63	- 42	- 21	-	-	-	-

	Mes9	Mes10	Mes11	Mes12	Mes13	Mes14	Mes15	Mes16
Mes1								
Mes2								
Mes3								
Mes4								
Mes5	21							
Mes6	21	21						
Mes7	21	21	21					
Mes8	21	21	21	21				
Mes9	66	21	21	21	21			
Mes10		61	21	21	21	21		
Mes11			61	21	21	21	21	
Mes12				61	21	21	21	21
T. Ing.	150	150	150	150	84	63	42	21
T. Egr.	150	150	150	150	-	-	-	-
Difer.	-	-	-	-	84	63	42	21

Se observa que en los cuatro primeros meses el pago de los usuarios es inferior al monto requerido para instalar las conexiones domiciliarias, a partir del quinto mes el monto recaudado financia la instalación de las conexiones, y del treceavo al decimosexto mes se recupera el monto dejado de recaudar en los cuatro primeros meses.

El monto mínimo para financiar el programa en los cuatro primeros meses es:

M = 84,000 + 63,000 + 42,000 + 21,000 => M = $ 210,000.00

Pregunta Nº 8: Una localidad tiene actualmente, en 1994, 4,128 conexiones domiciliarias de agua potable, y según el censo del año 1993 la población es de 38,771 habitantes con una tasa de crecimiento de 2.6%. El estudio definitivo de agua potable tiene un período de diseño de 10 años iniciándose en 1998, además, considera que al inicio del período de diseño la cobertura debe ser 70%, y al final debe llegar a 95%. Si el crecimiento de las conexiones domiciliarias es lineal, ¿Cuál es la inversión en conexiones domiciliarias hasta el final del período de diseño, si cada una tiene un costo de $ 150.00? Considerar tasa de interés de 10%, y una densidad de vivienda de 5.3 hab/viv.

<u>Solución</u>:

Ecuación de crecimiento poblacional:

$Pf = 38{,}771 \times 1.026^{t}$; $t = 0$ en 1993

Conexiones en el año 1998:

Población total, t = 5:

$Pf = 38{,}771 \times 1.026^{5}$ => $Pf = 44{,}080$ hab

Población servida:

$Ps = 0.70 \times 44{,}080$ => $Ps = 30{,}856$ hab

Número de conexiones:

$$Con = \frac{30{,}856}{5.3}$$ => Con = 5,822 Conex

Ecuación de crecimiento lineal de las conexiones hasta el año 1998:

$$Con = 4{,}128 + \frac{5{,}822 - 4{,}128}{4}\ t$$

$Con = 4{,}128 + 423.5\ t$; $t = 0$ en 1994, hasta 4.

Conexiones en el año 2008, para el décimo año del período de diseño:

Población total, t = 15:

$Pf = 38{,}771 \times 1.026^{15}$ => $Pf = 56{,}979$ hab

Población servida:

$Ps = 0.95 \times 56{,}979$ => $Ps = 54{,}130$ hab

Número de conexiones:

$$Con = \frac{54{,}130}{5.3}$$ => Con = 10,213 Conex

Ecuación de crecimiento lineal de las conexiones desde 1998 hasta el 2008:

$$Con = 5{,}822 + \frac{10{,}213 - 5{,}822}{10}\ t$$

Con = 5,822 + 439.1 t ; t = 0 en 1998, hasta 10.

Con estas ecuaciones se proyectan el número de las conexiones domiciliarias, se estima el costo anual y el valor presente de la inversión al año 1994:

Año	Conexiones Totales	Incremento Anual	Costo	Valor Presente
1995	4,552	424	63,600	57,818.18
1996	4,975	423	63,450	52,438.02
1997	5,399	424	63,600	47,783.62
1998	5,822	423	63,450	43,337.20
1999	6,261	439	65,850	40,887.67
2000	6,700	439	65,850	37,170.61
2001	7,139	439	65,850	33,791.46
2002	7,578	439	65,850	30,719.51
2003	8,018	440	66,000	27,990.44
2004	8,457	439	65,850	25,388.03
2005	8,896	439	65,850	23,080.02
2006	9,335	439	65,850	20,981.84
2007	9,774	439	65,850	19,074.40
2008	10,213	439	65,850	17,340.36

La inversión en conexiones domiciliarias en el período de diseño es $ 477,801.37.

Pregunta Nº 9: Una empresa de servicios de agua potable ha programado instalar 2,520 conexiones domiciliarias durante el año 1995, a razón de 210 conexiones por mes. Según encuesta realizada, el usuario puede pagar el 30% del costo de la conexión como adelanto y el resto en tres cuotas iguales. Si el costo de cada conexión es $ 150.00, ¿Cuál es la inversión mínima que debe realizar la empresa para financiar este programa?

Solución:

Costo mensual de la instalación de las conexiones domiciliarias:

C = 210 x 150 => C = $ 31,500.00

En el primer mes los usuarios pagarán el adelanto y la primera armada, el pago total será:

$$\text{Mes}\,1 = 210\left(0.3 \times 150 + \frac{0.7 \times 150}{3}\right) \quad => \quad \text{Mes 1} = \$\ 16,800.00$$

Del segundo al tercer mes los usuarios pagarán la misma armada, el pago total será:

$$\text{Mes } 2/3 = 210 \text{ x } \frac{0.7 \text{ x } 150}{3} \qquad \Rightarrow \qquad \text{Mes } 2/3 = \$\ 7{,}350.00$$

En el cuadro se muestra el ingreso y egreso, en miles de dólares, mensualmente por la instalación de las conexiones domiciliarias. En las filas se indica el pago por parte de los usuarios y en la vertical se indica los meses que se instalan las conexiones:

	Mes1	Mes2	Mes3	Mes4	Mes5	Mes6	Mes7
Mes1	16.80	7.35	7.35				
Mes2		16.80	7.35	7.35			
Mes3			16.80	7.35	7.35		
Mes4				16.80	7.35	7.35	
Mes5					16.80	7.35	7.35
Mes6						16.80	7.35
Mes7							16.80
Mes8							
Mes9							
Mes10							
Mes11							
Mes12							
T. Ing.	16.80	24.15	31.50	31.50	31.50	31.50	31.50
T. Egr.	31.50	31.50	31.50	31.50	31.50	31.50	31.50
Difer.	- 14.70	- 7.35	-	-	-	-	-

	Mes8	Mes9	Mes10	Mes11	Mes12	Mes13	Mes14
Mes1							
Mes2							
Mes3							
Mes4							
Mes5							
Mes6	7.35						
Mes7	7.35	7.35					
Mes8	16.80	7.35	7.35				
Mes9		16.80	7.35	7.35			
Mes10			16.80	7.35	7.35		
Mes11				16.80	7.35	7.35	

Mes12					16.80	7.35	7.35
T. Ing.	31.50	31.50	31.50	31.50	31.50	14.70	7.35
T. Egr.	31.50	31.50	31.50	31.50	31.50	-	-
Difer.	-	-	-	-	-	14.70	7.35

Se observa que en los dos primeros meses el pago de los usuarios es inferior al monto requerido para la instalación de las conexiones domiciliarias, a partir del tercer mes el monto recaudado financia la instalación de las conexiones, y del treceavo al catorceavo mes se recupera el monto dejado de recaudar en los dos primeros meses.

El monto mínimo requerido para financiar el programa en los dos primeros meses:

M = 14,700 + 7,350 => M = $ 22,050.00

Pregunta Nº 10: El crecimiento poblacional de una localidad tiene la siguiente ecuación: $Pf = 125{,}548 \times 1.035^t$, t = 0 en 1993. La cobertura en el presente año, 1994, es 58.6%. A partir del próximo año se iniciará un programa de instalación de conexiones domiciliarias, iniciándose con un 70%, para llegar al año 2000 con una cobertura del 95%. Si el costo por cada conexión es $ 250.00, ¿Cuál es la inversión que realizará la empresa de agua? Considerar una densidad de vivienda de 5.8 hab/viv, y una tasa de interés de 11%.

Solución:

Población en el presente año, 1994, t = 1:

$Pf = 125{,}548 \times 1.035^1$ => Pf = 129,942 hab.

Población servida en 1994:

$Ps = 0.586 \times 129{,}942$ => Ps = 76,146 hab.

Número de conexiones en el 2004:

$$Nc = \frac{76{,}146}{5.8}$$ => Nc = 13,129 conex.

Se considerará que la cobertura tiene un incremento lineal desde el año 1995 al 2000, la ecuación de crecimiento de la cobertura es:

$$Cob = 70 + \frac{95 - 70}{5}\, t$$

$Cob = 70 + 5\,t \quad ; \quad t = 0$ para 1995

Conexiones a instalarse en el año 1995:

Población total, para t = 2:

$Pf = 125{,}548 \times 1.035^2$ => $Pf = 134{,}490$ hab.

Población servida:

$Ps = 0.70 \times 134{,}490$ => $Ps = 94{,}143$ hab.

Número total de conexiones:

$$Nc = \frac{94{,}143}{5.8}$$ => $Nc = 16{,}232$ conex.

Incremento de conexiones:

$Nc = 16{,}232 - 13{,}129$ => $Nc = 3{,}103$ conex.

Costo de las conexiones:

$C = 250 \times 3{,}103$ => C = $ 775,750.00

De igual forma se procede para los siguientes años, el resultado se muestra en el siguiente cuadro considerando que a partir del año 1996 se determina el valor presente a 1995:

Año	Población total (hab)	Cobertura (%)	Población Servida (hab)	Conexiones Totales
1995	134,490	70	94,143	16,232
1996	139,197	75	104,398	18,000
1997	144,069	80	115,255	19,872
1998	149,112	85	126,745	21,853
1999	154,331	90	138,897	23,948
2000	159,732	95	151,746	26,163

Incremento de Conexiones	Costo ($)	Valor Presente ($)
3,103	775,750.00	775,750.00
1,768	442,000.00	398,198.20
1,872	468,000.00	379,839.30
1,981	495,250.00	362,122.53

2,095	523,750.00	345,010.35
2,215	553,750.00	328,623.67

Para la implementación del programa de ampliación de las conexiones domiciliarias, la inversión total a realizar es $ 2’589,544.05.

Pregunta Nº 11: SEDAPAL S.A. en el año 1993 tenía la siguiente información:

- Producción total de agua — 647’428,000 m^3
- Conexiones domiciliarias de agua — 732,260 conex.
- Volumen total facturado — 405’245,000 m^3
- Población aproximada de Lima y Callao — 6’428,000 hab.
- Población servida — 4’869,000 hab.
- Tarifa promedio — 0.24 $/$m^3$

Determinar:

a. Porcentaje de cobertura, porcentaje de pérdidas, consumo promedio mensual por conexión, dotación promedio anual.
b. Si se hubiera implementado un programa racional de control de pérdidas, esta hubiera disminuido en 55%, y con micromedición el consumo promedio por conexión se hubiera reducido en 15%. Para estas condiciones determinar los indicadores de a), ¿Cuál hubiera sido el incremento de recaudación por la tarifa?

<u>Solución</u>:

a. Determinación de los indicadores de gestión:

Porcentaje de cobertura:

$$Cob = \frac{4'869{,}000}{6'428{,}000} \text{ x } 100 \qquad => \qquad Cob = 75.75\%$$

Porcentaje de pérdidas (agua no contabilizada):

$$ANC = \frac{647'428{,}000 - 405'245{,}000}{647'428{,}000} \text{ x } 100 \qquad => \qquad ANC = 37.41\%$$

Consumo promedio mensual por conexión:

$$Cons = \frac{405'245{,}000}{732{,}260 \text{ x } 12} \qquad => \qquad Cons = 46.12 \text{ m}^3\text{/mes.conex}$$

Dotación promedio anual:

$$Dot = \frac{647'428{,}000 \times 1{,}000}{4'869{,}000 \times 365} \qquad => \qquad Dot = 364.32 \text{ Lphd}$$

b. Implementando un programa racional de control de pérdidas:

Reducción de pérdidas en 55%:

ANC = (1 – 0.55) x 37.41 => ANC = 16.83%

Consumo promedio mensual por conexión, reducido en 15%:

Cons = (1 – 0.15) x 46.12 => Cons = 39.20 m^3/mes.conex

Con estas condiciones el volumen facturado de agua sería:

$$16.83 = \frac{647'428{,}000 - Vf}{647'428{,}000} \times 100 \qquad => \qquad Vf = 538'445{,}650 \text{ m}^3$$

La población servida para esta condición sería:

$$Ps = \frac{538'445{,}600}{12 \times 39.20} \times \frac{4'859{,}000}{732{,}260} \qquad => \qquad Ps = 7'591{,}970 \text{ hab.}$$

La población servida sería mayor a la población existente, lo cual indica que con el programa racional de control de pérdidas se tendría una disponibilidad de agua para una cobertura de 100% en ese año.

La dotación teniendo una cobertura de 100% sería:

$$Dot = \frac{647'428{,}000 \times 1{,}000}{6'428{,}000 \times 365} \qquad => \qquad Dot = 275.95 \text{ Lphd}$$

El incremento de volumen facturado sería:

Vf = 538’445,650 – 405’245,000 => Vf = 133’200,650 m^3

El incremento de recaudación en la tarifa:

C = 0.24 x 133’200,650 => C = $ 31’968,156.00

CAPITULO 5

VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

Pregunta Nº 1: Defina los siguientes conceptos: volumen de regulación, y coeficientes de variación de consumo.

Respuesta:

El volumen de regulación es el menor volumen de un reservorio que permite regular las variaciones de consumo producidas durante el día, en las horas de menor consumo el exceso de producción se almacena en el reservorio y en las horas de mayor consumo el volumen almacenado en el reservorio contribuye a satisfacer la demanda de la población.

Los coeficientes de variación de consumo son básicamente dos, el coeficiente de variación diaria y el coeficiente de variación horaria:

- El coeficiente de variación diaria representa la relación del caudal del día de mayor consumo respecto del caudal del consumo promedio diario anual.
- El coeficiente de variación horaria representa la relación del caudal de la hora de mayor consumo respecto del caudal del consumo promedio diario anual.

Pregunta Nº 2: Como determina el coeficiente de variación horaria en un sistema de agua potable que no dispone de medidor a la salida del reservorio de cabecera.

Respuesta:

Por definición el coeficiente de variación horaria representa el mayor caudal consumido en una determinada hora del día respecto del caudal promedio anual. Siendo el caudal

promedio anual un valor constante, se tiene que determinar el caudal de la hora de mayor consumo.

El caudal de la hora de mayor consumo se encontrará en la época de mayor consumo de la localidad, en la época de verano, es decir se tiene que averiguar su valor en los meses de diciembre a abril, para lo cual se tiene que hacer mediciones en el reservorio sino se tiene un medidor de caudal a la salida del reservorio.

Para medir el caudal de salida de un reservorio, que no tiene medidor a la salida, se debe hacer lo siguiente:

- Determinar el caudal que ingresa al reservorio, que puede proceder de una línea de conducción o línea de impulsión. El caudal se determina realizando un aforo en la descarga en el reservorio, o midiendo el volumen que ingresa en un determinado tiempo.

- Acondicionar el reservorio para medir la altura de agua, puede ser con un piezómetro, poleas o equipo electrónico.

- Medir la altura de agua cada intervalo de tiempo, máximo hasta 30 minutos, desde las 00 horas hasta las 24 horas.

- Con la altura de agua y el caudal de ingreso al reservorio en el intervalo de tiempo, se determina el caudal de salida del reservorio, que representa el consumo de la localidad.

- Con los datos se realiza el gráfico de los caudales de consumo durante el día, y se toma el valor máximo que representa el caudal máximo horario para el día de medición.

- De igual forma se procede para todos los días de los meses de verano y se escoge el mayor valor de todos los caudales máximo de cada día, este valor representa el caudal máximo horario de la localidad.

- Se determina el caudal promedio anual, puede ser con el dato de producción anual o midiendo el volumen consumido cada día durante el año, en ambos casos se toma el promedio.

- Con los valores del caudal máximo horario y el caudal promedio, se determina el coeficiente de variación horaria.

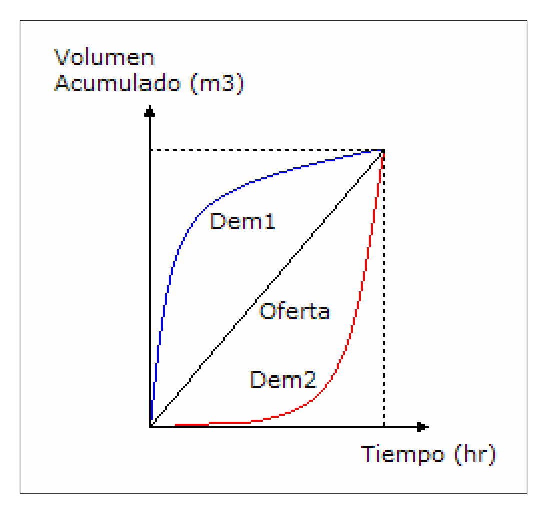
Pregunta Nº 3: Se han realizado mediciones de consumo horario en dos ciudades, obteniéndose las curvas de demanda Dem1 y Dem2, las que se muestran en el gráfico adjunto. La curva de la oferta para ambas ciudades tiene la misma forma. Explique a que se debe el comportamiento de estas curvas de demanda; y asumiendo que estas curvas son representativas del consumo de las ciudades, ¿Cómo se puede disminuir el

volumen de regulación de estas ciudades?

Respuesta:

La curva de la oferta es una recta lo que indica que se esta produciendo el agua en forma permanente durante el día, pero no se puede saber si es con un sistema de producción continua como un planta o galería, o proviene de un sistema de bombeo que funciona durante todo el día.

En la Dem1 se observa que en las primeras horas se produce un gran consumo de agua o hay un gran almacenamiento de lo usuarios, luego en el resto del día el consumo es reducido en forma significativa, pero siempre la demanda se encuentra por encima de la oferta, en el reservorio tiene que haber un gran volumen de agua para compensar la demanda.



En la Dem2 se observa que en las primeras horas se produce un pequeño consumo de agua, luego en el resto del día el consumo se eleva en forma significativa o se produce un gran almacenamiento de los usuarios, pero siempre la demanda se encuentra por debajo de la oferta, en el reservorio tiene que haber un gran volumen disponible para almacenar el volumen de agua en exceso.

En ambos casos el volumen de regulación, la diferencia máxima de la curva de demanda y oferta, es relativamente grande. Para poder disminuir este volumen se debe modificar la curva de la oferta ya que las curvas de demanda son representativas y dependen del usuario y no es posible modificarlas.

La modificación de la curva de la oferta es difícil porque se tiene que modificar el sistema de producción, para el primer caso se tiene que incrementar la oferta y luego disminuirla, y para el segundo caso se tiene que disminuir la oferta y luego aumentarla; cons esto se logra disminuir la brecha de la oferta y demanda, pero se tiene que modificar la producción lo cual en forma operativa es complicada; por ejemplo si el sistema tiene una planta de tratamiento tiene que operar con diferente caudal o tener plantas modulares para modificar la producción, y algo similar tiene que ocurrir en la conducción. No es posible modificar el volumen de regulación sin tener que cambiar el sistema de producción.

Pregunta Nº 4: Explique en forma detallada como determina, en base a un estudio de campo, el porcentaje de volumen de regulación, ¿Qué utilidad tiene este valor para un

determinado sistema?

Respuesta:

El porcentaje de regulación es la relación entre el volumen de regulación y el volumen promedio diario anual, el volumen promedio diario anual lo encontramos a partir del volumen de producción anual que viene a ser el promedio del volumen diario que consume la población durante un año.

El volumen de regulación representa el volumen de reservorio que se necesita para regular el consumo durante el día, este volumen es variable día a día durante el año por lo que se necesita conocer el valor máximo que satisface a cualquier día del año, por consiguiente el mayor valor se determinará en los meses de verano de la localidad, entre los meses de diciembre a abril, para lo cual se tiene que hacer mediciones de volumen de ingreso y salida del reservorio.

Para medir el volumen de ingreso y salida de un reservorio, se debe realizar el siguiente procedimiento:

- Determinar el caudal que ingresa al reservorio, que puede proceder de una línea de conducción o línea de impulsión. El caudal se determina realizando un aforo en la descarga en el reservorio, o midiendo el volumen que ingresa en un determinado tiempo.

- Acondicionar el reservorio para medir la altura de agua, puede ser con un piezómetro, poleas o equipo electrónico.

- Medir la altura de agua cada intervalo de tiempo, máximo hasta 30 minutos, desde las 00 horas hasta las 24 horas.

- Con el caudal de de ingreso al reservorio y durante el intervalo de tiempo considerado se determina el volumen de agua que ingresa, estos datos representa la oferta en cada intervalo de tiempo. Se determina los volúmenes acumulados durante el día, esta curva representa la oferta acumulada del sistema durante el día.

- Con la altura de agua y el caudal de ingreso al reservorio en el intervalo de tiempo, se determina el volumen de salida del reservorio, que representa el consumo de la localidad en el intervalo de tiempo. Se determina los volúmenes acumulados durante el día, esta curva representa la demanda acumulada del sistema durante el día.

- Con los datos de volúmenes acumulados se realiza el gráfico de las curvas de la oferta y demanda acumulada.

- A partir del gráfico se debe encontrar la diferencia de volúmenes acumulados de la oferta y demanda, se obtendrán valores negativos y positivos.

- El volumen de regulación será la sumatoria absoluta del mayor valor positivo y del menor valor negativo, el primer caso representa un exceso de volumen producido por lo que debe haber un volumen disponible para que sea llenado por el exceso de agua producido, el segundo caso representa un déficit de volumen producido por lo que debe haber un volumen de agua en el reservorio que contribuya al servicio de agua en esos momentos.

- Este procedimiento debería repetirse para todos los días de los meses de verano y escoger de todos esos valores el mayor volumen de regulación, con el cual se determina el porcentaje de regulación.

El porcentaje de regulación permite determinar el volumen de regulación que necesita una población, dicho valor se extrapola a toda la localidad y se tiene la demanda de volumen de regulación, con este valor se define la capacidad del almacenamiento futuro que se requiere y por consiguiente el número de reservorios y la capacidad de cada uno de ellos.

Pregunta Nº 5: Las fuentes que abastecen a un reservorio provienen de un manantial y una estación de bombeo que funciona determinadas horas al día. ¿Qué consideraciones debe tenerse en cuenta para realizar un estudio de volumen de regulación? y ¿Cómo sería el gráfico de oferta y demanda?

Respuesta:

Para realizar el estudio del volumen de regulación se tiene que seguir el siguiente procedimiento:

- Determinar el caudal que ingresa al reservorio por la línea de conducción mediante aforo o con un macromedidor.

- Determinar el caudal que ingresa al reservorio por la línea de impulsión mediante aforo o con un macromedidor.

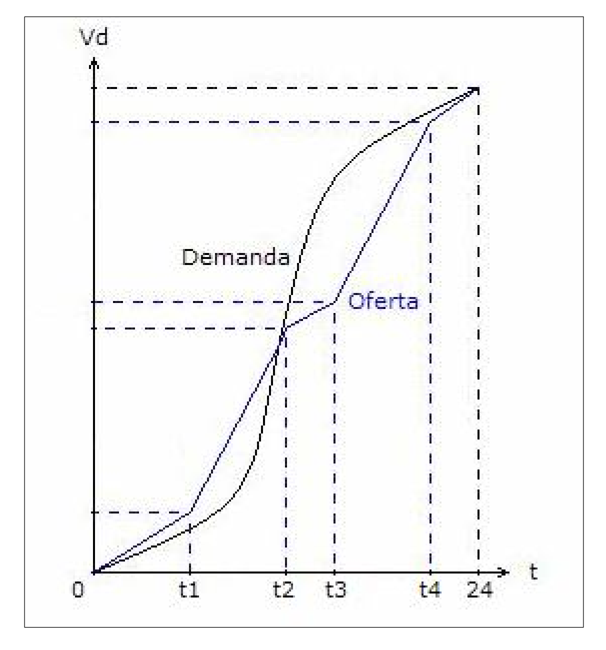
- Determinar el horario de bombeo.

- Acondicionar el reservorio para medir la altura de agua, puede ser con un piezómetro, poleas o equipo electrónico.

- Medir las alturas de agua en el reservorio cada intervalo de tiempo, máximo cada 30 minutos, durante todo el día.

- Con el caudal de ingreso al reservorio, de la línea de conducción y línea de impulsión, y durante el intervalo de tiempo considerado se determina el volumen de ingreso de agua al reservorio, estos valores representan la oferta del sistema. Se determina los volúmenes acumulados para cada intervalo de medición, esta curva representa la oferta acumulada del sistema durante el día.

- Con la altura de agua y el caudal de ingreso al reservorio en cada intervalo de tiempo, se determina el volumen de salida del reservorio que representa el consumo de la población en cada intervalo de tiempo, estos valores representan la demanda de la población. Se determina los volúmenes acumulados para cada intervalo de medición, esta curva representa la demanda acumulada de la población durante el día.



- Con los datos de volúmenes acumulados se realiza el gráfico de las curvas de la oferta y demanda acumulada. Para el caso de la oferta se ha considerado un horario de bombeo no continuo, de t1 a t2 y de t3 a t4; la curva de la demanda es una curva típica.

Pregunta Nº 6: Un reservorio cumple determinadas funciones en un sistema de abastecimiento de agua. Explique brevemente cada una de ellas.

Respuesta:

El reservorio el los sistemas de abastecimiento de agua cumple las siguientes funciones:

- Regula la variación de consumo en el sistema de distribución, siendo el consumo variable durante el día, cuando el consumo es menor a la producción de agua el exceso se almacena en el reservorio, y cuando el consumo es mayor a la producción el reservorio contribuye al servicio con el agua que tiene almacenada.

- El reservorio tiene un volumen de agua destinado a combatir los incendios cuando se presenten en el sistema de distribución.

- El reservorio tiene un volumen de agua para contribuir a solucionar temporalmente las situaciones de emergencia que se presenten en el sistema de producción, dependiendo del tiempo que dure la situación de emergencia el servicio se puede dar en forma normal o restringida.

- El reservorio en la ubicación que este con respecto a su zona de servicio, le dará

presiones dentro de un rango de presión mínima y presión máxima.

- Una zona que no tiene buena presión, la construcción de reservorio para abastecer a dicha zona le mejora las presiones de servicio.

- Los equipos de bombeo deben tener un solo punto de operación, caudal de bombeo y altura dinámica, esto se consigue cuando se bombea a un reservorio, el bombeo a una red de distribución origina un cambio del punto de operación y por consiguiente una disminución de la vida útil del equipo de bombeo.

Pregunta Nº 7: Para determinar los parámetros de diseño: coeficiente de variación de consumo y el porcentaje de regulación, se aísla un sector de las redes de distribución y se instala un medidor al ingreso del sector. ¿Qué precauciones debe tomarse para determinar dichos parámetros?

Respuesta:

Siendo un sector aislado de las redes de distribución, se debe verificar que no válvulas abiertas que comuniquen con otros sectores, o tuberías que no están aisladas o no tienen válvulas para independizar los sectores, con esto se garantiza la hermeticidad del sector en estudio. Además, se debe verificar que no existan pérdidas importantes de agua en el sector, porque esto será registrado por el medidor como un consumo, esto se comprueba observando el caudal en las horas de madrugada que debe corresponder a un caudal mínimo.

Para determinar los coeficientes de variación de consumo: variación diaria, variación horaria, y variación mínima, así como el porcentaje de volumen de regulación; se tienen que hacer mediciones de volúmenes en el macromedidor.

Se tiene que hacer la contrastación del medidor para verificar que esta funcionando correctamente; también se tiene que garantizar que el medidor durante el día tenga la sección completamente llena de agua, es decir que no este operando como un canal porque esta situación no permite un registro confiable, esto se garantiza haciendo la instalación con los accesorios en forma adecuada.

Para los parámetros de variación diaria, variación horaria y porcentaje de regulación se tienen que hacer las mediciones durante los meses de verano; para el parámetro de variación mínima las mediciones se realizarán en los meses de invierno.

En el medidor se tiene que tomar lecturas de volumen acumulado cada cierto período, puede ser como máximo cada 30 minutos, si el medidor es magnético o ultrasónico se puede programar para registrar el volumen en un intervalo de tiempo menor.

Con la información recopilada y transformando el volumen en caudal para los parámetros de variación de consumo se determina los valores que corresponde a cada coeficiente; con los volúmenes registrados se determinar el porcentaje de regulación.

Pregunta Nº 8: Si una empresa tiene un elevado porcentaje de volumen no facturado, ¿Qué recomienda para mejorar esta situación?

Respuesta:

La empresa puede tener un alto porcentaje de volumen no facturado por diferentes motivos, y debe investigar cada uno de ellos para implementar las siguientes medidas para reducir el volumen no facturado:

- Si la facturación se hace en base a volumen asignado, la asignación considerada puede ser menor que el volumen consumido, entonces debe investigar el consumo real de los usuarios para modificar la asignación.

- Si tiene un nivel bajo de micromedición, debe implementar un programa de micromedición para que se incremente sustancialmente las conexiones con medidores y de esta forma se facture al usuario el volumen consumido.

- Los medidores instalados tienen una antigüedad mayor a su vida útil y/o tienen errores de medición que superan los valores establecidos en la norma metrológica, se debe investigar el estado metrológico de los medidores instalados y cambiar los medidores que sean necesarios.

- Las redes tienen pueden tener mucha antigüedad que superan su vida útil o presentan con mucha frecuencia roturas que generan fugas, se debe investigar el estado de conservación de las tuberías en particular las más antiguas y proponer el reemplazo que sean necesarias.

- Es posible que existan conexiones clandestinas, se debe implementar un programa de detección y formalización de conexiones clandestinas para que los usuarios regularicen sus conexiones.

- Evaluación del sistema de macromedición existente y de ser necesario el cambio con equipos confiables.

Pregunta Nº 9: Se han realizado las siguientes mediciones en un reservorio para determinar el volumen de regulación, para esto se tiene dos alternativas: abastecimiento continuo mediante un equipo de bombeo, y abastecimiento no continuo funcionando el equipo de bombeo con horario partido (4 a 12 hr y de 14 a 22 hr). ¿Cuál alternativa es la más conveniente?

Hora	1	2	3	4	5	6	7	8
Volumen (m^3)	18	22	35	47	60	62	65	88

9	10	11	12	13	14	15	16
145	325	310	285	210	175	120	87

17	18	19	20	21	22	23	24
63	105	120	90	75	50	25	10

Solución:

Determinación del volumen diario consumido, sumando los consumos de cada hora:

$$Vd = 18 + 22 + 35 + \ldots\ldots\ldots\ldots + 50 + 25 + 10 \qquad => \qquad Vd = 2{,}592 \ m^3$$

Volumen de regulación para un abastecimiento continuo, empleando un equipo de bombeo para las 24 horas el volumen promedio horario es:

$$Vh = \frac{2{,}592}{24} \qquad => \qquad Vh = 108 \ m^3/hr$$

El cuadro de balance de oferta y demanda para un bombeo continuo es:

Hora	Oferta Horaria	Oferta Acumulada	Demanda Horaria	Demanda Acumulada	Diferencia Of-Dem
1	108	108	18	18	90
2	108	216	22	40	176
3	108	324	35	75	249
4	108	432	47	122	310
5	108	540	60	182	358
6	108	648	62	244	404
7	108	756	65	309	447
8	108	864	88	397	467
9	108	972	145	542	430
10	108	1,080	325	867	213
11	108	1,188	310	1,177	11
12	108	1,296	285	1,462	-166
13	108	1,404	210	1,672	-268
14	108	1,512	175	1,847	-335
15	108	1,620	120	1,967	-347
16	108	1,728	87	2,054	-326
17	108	1,836	63	2,117	-281
18	108	1,944	105	2,222	-278
19	108	2,052	120	2,342	-290
20	108	2,160	90	2,432	-272
21	108	2,268	75	2,507	-239
22	108	2,376	50	2,557	-181

23	108	2,484	25	2,582	-98
24	108	2,592	10	2,592	0

El volumen de regulación es:

Vr = 467 + 347 => Vr = 814 m^3

Volumen de regulación para un abastecimiento discontinuo empleando un equipo de bombeo de 4 a 12 hr y de 14 a 22 hr, el volumen promedio horario es:

$$Vh = \frac{2{,}592}{16}$$ => Vh = 162 m^3/hr

El cuadro de balance de oferta y demanda para un bombeo no continuo es:

Hora	Oferta Horaria	Oferta Acumulada	Demanda Horaria	Demanda Acumulada	Diferencia Of-Dem
1	0	0	18	18	-18
2	0	0	22	40	-40
3	0	0	35	75	-75
4	0	0	47	122	-122
5	162	162	60	182	-20
6	162	324	62	244	80
7	162	486	65	309	177
8	162	648	88	397	251
9	162	810	145	542	268
10	162	972	325	867	105
11	162	1,134	310	1,177	-43
12	162	1,296	285	1,462	-166
13	0	1,296	210	1,672	-376
14	0	1,296	175	1,847	-551
15	162	1,458	120	1,967	-509
16	162	1,620	87	2,054	-434
17	162	1,782	63	2,117	-335
18	162	1,944	105	2,222	-278
19	162	2,106	120	2,342	-236
20	162	2,268	90	2,432	-164
21	162	2,430	75	2,507	-77
22	162	2,592	50	2,557	35
23	0	2,592	25	2,582	10
24	0	2,592	10	2,592	0

El volumen de regulación es:

Vr = 551 + 268 => $Vr = 819\ m^3$

Por un menor el volumen de regulación, la primera alternativa es la más conveniente.

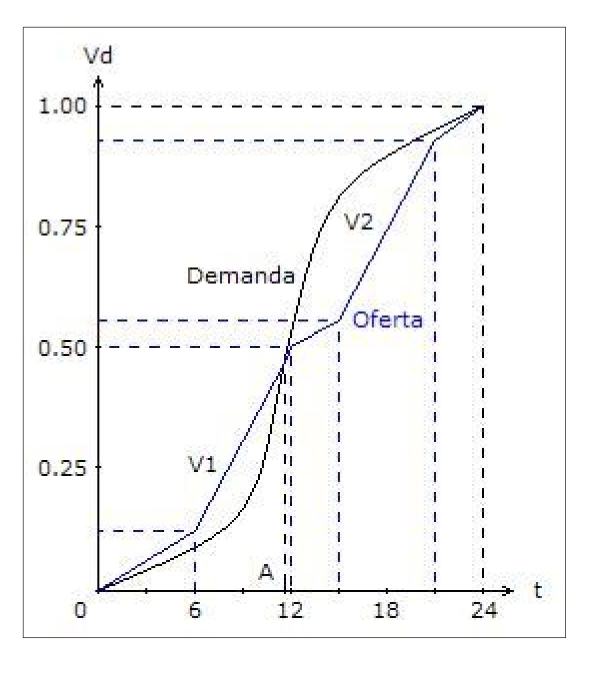
Pregunta Nº 10: Para la ciudad de Tacna se desea evaluar la capacidad futura de regulación y con esta finalidad se han realizado los estudios necesarios en un reservorio existente; se sabe que dicho reservorio es abastecido por una línea de conducción y una línea de impulsión, cada una contribuye con la mitad de la demanda. La estación de bombeo funciona entre las 6 am y 12 m, y de 3 pm a 9 pm. Explique gráficamente como obtiene el volumen de regulación en estas condiciones.

Solución:

El volumen diario que abastece la línea de conducción al reservorio es la mitad, y como opera todo el día, el volumen horario que abastece es:

$$Vh = \frac{0.5\ Vd}{24}$$

=> Vh = 0.020833 Vd



El volumen diario que abastece la línea de impulsión al reservorio es la mitad, y como funciona 12 horas, el volumen horario que abastece es:

$$Vh = \frac{0.5\ Vd}{12}$$

=> Vh = 0.041667 Vd

Con estas dos ecuaciones se dibuja la curva de la oferta acumulada, y considerando una curva característica de demanda se tiene el siguiente gráfico.

Para determinar el volumen de regulación se tiene que analizar los rangos de horario donde en los extremos la diferencia de volúmenes acumulados de la oferta y la demanda sea cero.

De acuerdo al gráfico hay dos rangos que deben ser analizados, el primero desde las 0 horas hasta el tiempo "A", y el segundo desde el tiempo "A" hasta las 24 horas.

En el primer rango la oferta es mayor que la demanda, se debe encontrar el volumen V1 que representa la mayor diferencia acumulada entre la oferta y la demanda, y es el volumen vacío que debe tener el reservorio para almacenar el exceso de agua.

En el segundo rango la demanda es mayor que la oferta, se debe encontrar el volumen V2 que representa la mayor diferencia acumulada entre la demanda y la oferta, y es el volumen de agua que tiene el reservorio para contribuir al servicio.

El volumen de regulación será la suma de los volúmenes V1 y V2.

Pregunta Nº 11: Se desea determinar el volumen de regulación para una población de 22,500 habitantes, con una dotación de 250 Lphd, con este fin se hace el estudio necesario en un reservorio de una localidad vecina obteniéndose los siguientes volúmenes consumidos en cada hora:

Hora	1	2	3	4	5	6	7	8
Volumen (m^3)	20	35	40	50	60	60	65	85

9	10	11	12	13	14	15	16
150	310	295	255	165	125	80	60

17	18	19	20	21	22	23	24
50	45	30	25	25	20	10	5

Solución:

Volumen diario consumido, es la sumatoria de los volúmenes consumidos cada hora:

$$Vd = 20 + 35 + 40 + \ldots\ldots\ldots\ldots + 20 + 10 + 5 \qquad \Rightarrow \qquad Vd = 2{,}065\ m^3$$

Determinación del volumen horario consumido:

$$Vh = \frac{2{,}065}{24} \qquad \Rightarrow \qquad Vh = 86.04\ m^3/hr$$

El cuadro de balance de oferta y demanda es:

Hora	Oferta Horaria	Oferta Acumulada	Demanda Horaria	Demanda Acumulada	Diferencia Of-Dem
1	86	86	20	20	66
2	86	172	35	55	117
3	86	258	40	95	163
4	86	344	50	145	199

5	86	430	60	205	225
6	86	516	60	265	251
7	86	602	65	330	272
8	86	688	85	415	273
9	86	774	150	565	209
10	86	860	310	875	-15
11	86	946	295	1,170	-224
12	86	1,033	255	1,425	-393
13	86	1,119	165	1,590	-471
14	86	1,205	125	1,715	-510
15	86	1,291	80	1,795	-504
16	86	1,377	60	1,855	-478
17	86	1,463	50	1,905	-442
18	86	1,549	45	1,950	-401
19	86	1,635	30	1,980	-345
20	86	1,721	25	2,005	-284
21	86	1,807	25	2,030	-223
22	86	1,893	20	2,050	-157
23	86	1,979	10	2,060	-81
24	86	2,065	5	2,065	0

El volumen de regulación es:

Vr = 273 + 510 => $Vr = 783\ m^3$

Asumiendo que los datos son representativos para calcular el porcentaje de regulación:

$$\%Reg = \frac{783}{2{,}065} \times 100 \quad \Rightarrow \quad \%Reg = 37.92\ \%$$

Volumen de regulación para la población:

Vreg = 22,500 x 250 x 0.3792 => $Vreg = 2{,}133\ m^3$

Pregunta Nº 12: Una ciudad tiene una producción anual de 1'185,033 m^3 para 15,101 habitantes, se han realizado mediciones en un reservorio que se abastece con una línea de conducción obteniéndose los valores que se indican:

Hora	1	2	3	4	5	6	7	8
Volumen (m^3)	133	96	98	103	103	151	244	255

9	10	11	12	13	14	15	16
278	270	261	227	166	160	141	151

17	18	19	20	21	22	23	24
173	180	199	223	226	217	177	151

Determinar los siguientes parámetros de diseño: dotación, coeficientes de variación de consumo, porcentaje de volumen de regulación.

Solución:

Si las mediciones son del día representativo para determinar los parámetros de diseño.

Determinación de la dotación:

$$Dot = \frac{1'185,033}{15,101 \text{ x } 365} \quad => \quad Dot = 215 \text{ Lphd}$$

Coeficientes de variación de consumo:

Volumen promedio diario anual:

$$Vp = \frac{1'185,033}{365} \quad => \quad Vp = 3,246.67 \text{ m}^3$$

Volumen máximo diario:

$$Vmd = 133 + 96 + 98 + \ldots\ldots\ldots + 217 + 177 + 151 \quad => \quad Vmd = 4,383 \text{ m}^3$$

Coeficiente de variación diaria:

$$K1 = \frac{4,383}{3,246.67} \quad => \quad K1 = 1.35$$

Volumen promedio horario anual:

$$Vmh = \frac{1'185,033}{365 \text{ x } 24} \quad => \quad Vmh = 135.28 \text{ m}^3$$

Coeficiente de variación horaria:

$$K2 = \frac{278}{135.28} \quad => \quad K2 = 2.05$$

Porcentaje de volumen de regulación:

Volumen promedio horario abastecido es:

$$Vh = \frac{4{,}383}{24} \quad \Rightarrow \quad Vh = 182.625\ m^3/hr$$

El cuadro de balance de oferta y demanda es:

Hora	Oferta Horaria	Oferta Acumulada	Demanda Horaria	Demanda Acumulada	Diferencia Of-Dem
1	182.6	182.6	133	133	49.6
2	182.6	365.3	96	229	136.3
3	182.6	547.9	98	327	220.9
4	182.6	730.5	103	430	300.5
5	182.6	913.1	103	533	380.1
6	182.6	1,095.8	151	684	411.8
7	182.6	1,278.4	244	928	350.4
8	182.6	1,461.0	255	1,183	278.0
9	182.6	1,643.6	278	1,461	182.6
10	182.6	1,826.3	270	1,731	95.3
11	182.6	2,008.9	261	1,992	16.9
12	182.6	2,191.5	227	2,219	-27.5
13	182.6	2,374.1	166	2,385	-10.9
14	182.6	2,556.8	160	2,545	11.8
15	182.6	2,739.4	141	2,686	53.4
16	182.6	2,922.0	151	2,837	85.0
17	182.6	3,104.6	173	3,010	94.6
18	182.6	3,287.3	180	3,190	97.3
19	182.6	3,469.9	199	3,389	80.9
20	182.6	3,652.5	223	3,612	40.5
21	182.6	3,835.1	226	3,838	-2.9
22	182.6	4,017.8	217	4,055	-37.3
23	182.6	4,200.4	177	4,232	-31.6
24	182.6	4,383.0	151	4,383	0

El volumen de regulación es:

$$Vr = 411.8 + 37.3 \quad \Rightarrow \quad Vr = 449.1\ m^3$$

Porcentaje de regulación:

$$\%Reg = \frac{449.1}{3,246.67} x\,100 \qquad => \qquad \%Reg = 13.83\ \%$$

Pregunta Nº 13: Una ciudad tiene dos reservorios de cabecera, R1 y R2, R1 se abastece en forma continua de una línea de conducción y R2 se abastece de una estación de bombeo de 6 am a 6 pm. Se desea saber el porcentaje de volumen de regulación de esta ciudad, para lo cual se hacen mediciones en ambos reservorios, encontrándose los siguientes volúmenes consumidos en metros cúbicos:

Hora	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
Reservorio R1	55	90	120	150	460	550	290	140	94	55	45	15
Reservorio R2	60	123	183	230	705	893	578	314	252	315	188	53

Solución:

Se determina la oferta y demanda para cada reservorio, y luego se integra en una sola curva.

Volumen diario consumido para el reservorio R1, que es abastecido por una línea de conducción, que es la suma de los volúmenes consumidos cada dos horas:

$$Vd1 = 55 + 90 + 120 + \ldots\ldots\ldots + 55 + 45 + 15 \qquad => \qquad Vd1 = 2,064\ m^3$$

Determinación del volumen horario consumido para el reservorio R1, considerando que la línea funciona 24 horas pero y el volumen se registra cada dos horas:

$$Vh1 = \frac{2,064}{12} \qquad => \qquad Vh1 = 172\ m^3/hr$$

Volumen diario consumido para el reservorio R2, que es abastecido por una estación de bombeo, que es la suma de los volúmenes consumidos cada dos horas:

$$Vd2 = 60 + 123 + 183 + \ldots\ldots\ldots + 315 + 188 + 53 \qquad => \qquad Vd2 = 3,894\ m^3$$

Determinación del volumen horario consumido para el reservorio R2, considerando que la estación de bombeo funciona 12 horas y el volumen se registra cada dos horas:

$$Vh2 = \frac{3,894}{6} \qquad => \qquad Vh2 = 649\ m^3/hr$$

La oferta y demanda para cada reservorio, y el total es:

Hora	Oferta			Demanda		
	R1	R2	Total	R1	R2	Total
2	172	-	172	55	60	115
4	172	-	172	90	123	213
6	172	-	172	120	183	303
8	172	649	821	150	230	380
10	172	649	821	460	705	1,165
12	172	649	821	550	893	1,443
14	172	649	821	290	578	868
16	172	649	821	140	314	454
18	172	649	821	94	252	346
20	172	-	172	55	315	370
22	172	-	172	45	188	233
24	172	-	172	15	53	68

Con estos datos se construye la tabla de volúmenes de la oferta y la demanda acumulada:

Hora	Oferta Horaria	Oferta Acumulada	Demanda Horaria	Demanda Acumulada	Diferencia Of-Dem
2	172	172	115	115	57
4	172	344	213	328	16
6	172	516	303	631	-115
8	821	1,337	380	1,011	326
10	821	2,158	1,165	2,176	-18
12	821	2,979	1,443	3,619	-640
14	821	3,800	868	4,487	-687
16	821	4,621	454	4,941	-320
18	821	5,442	346	5,278	155
20	172	5,614	370	5,657	-43
22	172	5,786	233	5,890	-104
24	172	5,958	68	5,958	0

El volumen de regulación es:

$$Vr = 326 + 687 \qquad \Rightarrow \qquad Vr = 1{,}013\ m^3$$

Considerando que es el día representativo del promedio diario anual, el porcentaje de regulación es:

$$\%Reg = \frac{1{,}013}{5{,}958} \times 100 \qquad => \qquad \%Reg = 17.00\ \%$$

Pregunta Nº 14: Se tiene la curva de la demanda de una ciudad, la cual se satisface mediante dos fuentes: un manantial y un pozo que funciona 12 horas al día, de 7 am a 1 pm y de 4 pm a 10 pm. El manantial aporta el doble del volumen del pozo. Explique como determina el porcentaje de volumen de regulación para esta ciudad.

Solución:

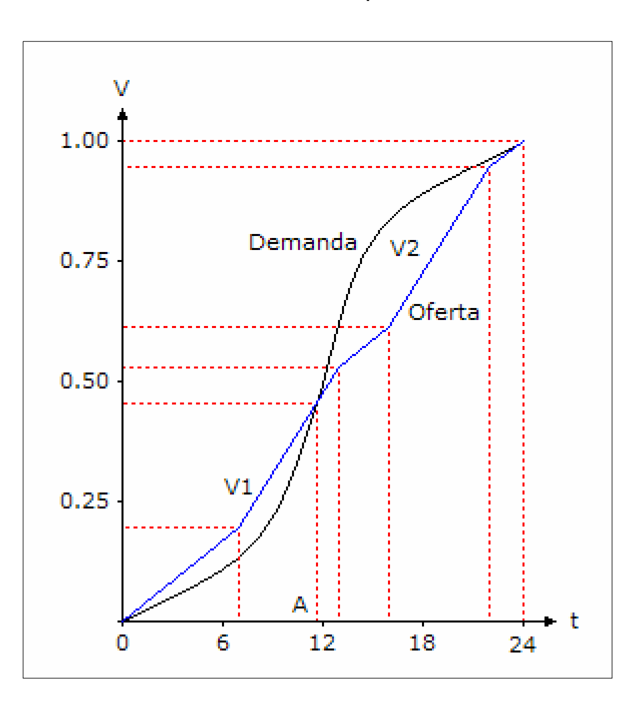
Como el volumen diario del manantial es el doble del pozo, su aporte será los dos tercios del volumen diario, y como opera todo el día, el volumen horario que abastece es:

$$Vh = \frac{2\ Vd}{3 \times 24} \qquad => \qquad Vh = 0.027777\ Vd$$

El volumen diario que abastece el pozo es la mitad del manantial, aportando un tercio del volumen diario, y como funciona 12 horas, el volumen horario que abastece es:

$$Vh = \frac{Vd}{3 \times 12}$$

$$=> \quad Vh = 0.027777\ Vd$$



Con estas dos ecuaciones se grafica la curva de la oferta, y se asume una curva característica de la demanda.

Para determinar el volumen de regulación se tiene que analizar los rangos donde en los extremos la diferencia de volúmenes acumulados sea cero.

De acuerdo al gráfico hay dos rangos para analizar, el primero desde las 0 horas hasta el tiempo "A", y el segundo desde el tiempo "A" hasta las 24 horas.

En el primer rango la oferta es mayor que la demanda, hay que encontrar el volumen V1 que es la mayor diferencia acumulada de la oferta y la demanda.

En el segundo rango la demanda es mayor que la oferta, hay que encontrar el volumen V2 que es la mayor diferencia acumulada de la demanda y la oferta.

El volumen de regulación será la suma de los volúmenes V1 y V2.

Pregunta Nº 15: Se ha determinado el consumo horario en base a mediciones en un reservorio de 1,000 m^3, obteniéndose la siguiente tabla:

Hora	1	2	3	4	5	6	7	8
Volumen (m^3)	9	9	9	17	26	26	26	26
	9	10	11	12	13	14	15	16
	43	51	77	69	128	77	51	43
	17	18	19	20	21	22	23	24
	34	34	26	17	17	17	17	9

Se desea ampliar el almacenamiento siendo factible dos alternativas: alimentación continua a los reservorios existente y proyectado, y alimentación por bombeo desde las 4 am hasta las 8 pm a los reservorios existente y proyectado; en la primera alternativa el reservorio proyectado es apoyado y en la segunda es elevado. Para los siguientes parámetros: población de diseño = 39,429 habitantes, porcentaje de población servida = 90%, dotación = 190 Lphd, dotación de población no servida = 40 Lphd. Desde el punto de vista de almacenamiento, ¿Cuál alternativa es la más conveniente? Costo de reservorio apoyado = 168 $V^{0.84}$, costo de reservorio elevado = 1,520 $V^{0.78}$.

Solución:

Para combatir los incendios se considerará un volumen de 50 m^3.

Volumen diario de diseño:

$$Vd = 39,429\ (0.90 \times 190 + 0.10 \times 40) \qquad => \qquad Vd = 6,900.075\ m^3$$

Volumen diario consumido, que es la suma del volumen consumido en cada hora.

$$Vd = 9 + 9 + 9 + \ldots\ldots\ldots\ldots + 17 + 17 + 9 \qquad => \qquad Vd = 858\ m^3$$

Primera alternativa: alimentación continua a los reservorios existente y proyectado:

Volumen promedio horario, para el abastecimiento continuo:

$$Vh = \frac{858}{24} \qquad => \qquad Vh = 35.75\ m^3/hr$$

El cuadro de volúmenes acumulados de la oferta y demanda, y la diferencia es:

Hora	Oferta Horaria	Oferta Acumulada	Demanda Horaria	Demanda Acumulada	Diferencia Of-Dem
1	35.75	35.75	9	9	26.75
2	35.75	71.50	9	18	53.50
3	35.75	107.25	9	27	80.25
4	35.75	143.00	17	44	99.00
5	35.75	178.75	26	70	108.75
6	35.75	214.50	26	96	118.50
7	35.75	250.25	26	122	128.25
8	35.75	286.00	26	148	138.00
9	35.75	321.75	43	191	130.75
10	35.75	357.50	51	242	115.50
11	35.75	393.25	77	319	74.25
12	35.75	429.00	69	388	41.00
13	35.75	464.75	128	516	-51.25
14	35.75	500.50	77	593	-92.50
15	35.75	536.25	51	644	-107.75
16	35.75	572.00	43	687	-115.00
17	35.75	607.75	34	721	-113.25
18	35.75	643.50	34	755	-111.50
19	35.75	679.25	26	781	-101.75
20	35.75	715.00	17	798	-83.00
21	35.75	750.75	17	815	-64.25
22	35.75	786.50	17	832	-45.50
23	35.75	822.25	17	849	-26.75
24	35.75	858.00	9	858	0

El volumen de regulación es:

$Vr = 138 + 115$ => $Vr = 253\ m^3$

Considerando que es el día del promedio diario anual, el porcentaje de regulación:

$$\%Reg = \frac{252}{858} \times 100$$ => $\%Reg = 29.37\%$

Volumen de almacenamiento:

$V = 0.2937 \times 6,900.075 + 50$ => $V = 2,076.60\ m^3$

Volumen del nuevo reservorio:

$V = 2,076.60 – 1,000$ => $V = 1,076.60\ m^3$

Costo del reservorio apoyado:

$C = 168 \times 1,076.60^{0.84}$ => $C = \$\ 59,188.18$

Segunda alternativa: alimentación por bombeo al reservorio existente y proyectado:

Volumen promedio horario, para el abastecimiento con 16 horas de bombeo:

$$Vh = \frac{858}{16} \quad => \quad Vh = 53.625\ m^3/hr$$

El cuadro de volúmenes acumulados de la oferta y demanda, y la diferencia es:

Hora	Oferta Horaria	Oferta Acumulada	Demanda Horaria	Demanda Acumulada	Diferencia Of-Dem
1	0.0	0.0	9	9	-9.0
2	0.0	0.0	9	18	-18.0
3	0.0	0.0	9	27	-27.0
4	0.0	0.0	17	44	-44.0
5	53.6	53.6	26	70	-16.4
6	53.6	107.3	26	96	11.3
7	53.6	160.9	26	122	38.9
8	53.6	214.5	26	148	66.5
9	53.6	268.1	43	191	77.1
10	53.6	321.8	51	242	79.8
11	53.6	375.4	77	319	56.4
12	53.6	429.0	69	388	41.0
13	53.6	482.6	128	516	-33.4
14	53.6	536.3	77	593	-56.8
15	53.6	589.9	51	644	-54.1
16	53.6	643.5	43	687	-43.5
17	53.6	697.1	34	721	-23.9
18	53.6	750.8	34	755	-4.3
19	53.6	804.4	26	781	23.4
20	53.6	858.0	17	798	60.0
21	0.0	858.0	17	815	43.0
22	0.0	858.0	17	832	26.0

23	0.0	858.0	17	849	9.0
24	0.0	858.0	9	858	0

El volumen de regulación es:

$Vr = 56.75 + 79.75$ => $Vr = 136.50\ m^3$

Asumiendo que es el día del promedio diario anual, el porcentaje de regulación es:

$$\%Reg = \frac{136.50}{858} \times 100 \quad => \quad \%Reg = 15.91\%$$

Volumen de almacenamiento:

$V = 0.1591 \times 6{,}900.075 + 50$ => $V = 1{,}147.70\ m^3$

Volumen del nuevo reservorio:

$V = 1{,}147.70 – 1{,}000$ => $V = 147.70\ m^3$

Costo del reservorio apoyado:

$C = 1{,}520 \times 147.70^{0.78}$ => $C = \$\ 74{,}810.12$

La alternativa más conveniente es la primera, con un abastecimiento continuo y un costo del reservorio de $ 59,188.18

Pregunta Nº 16: ¿Cómo determina el volumen de regulación de un sistema existente que tiene un reservorio elevado y que se abastece con una línea de impulsión en e horario de 4 am a 10 am y de 3 pm a 9 pm?

Solución:

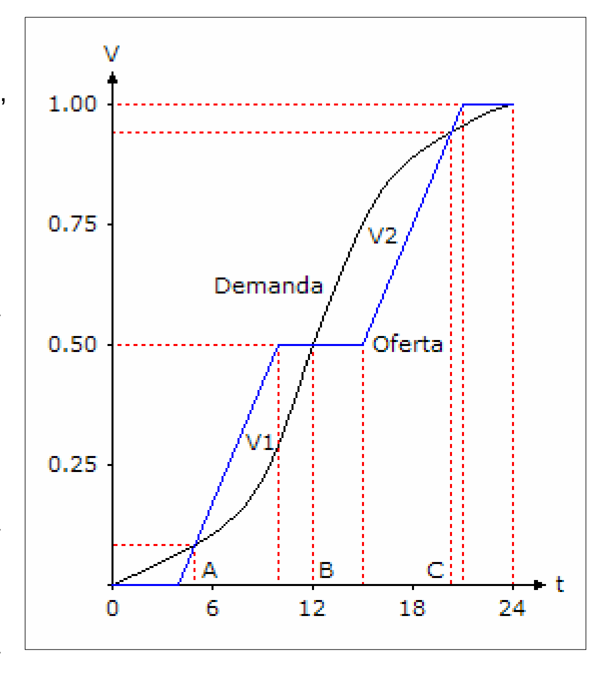
El volumen diario que abastece el pozo al reservorio elevado lo realiza en un período de 12 horas de funcionamiento, el volumen horario que abastece es:

$$Vh = \frac{Vd}{12} \quad => \quad Vh = 0.083333\ Vd$$

Con esta ecuación se dibuja la curva de la oferta, y asumiendo una curva característica de demanda, se tiene el gráfico de la siguiente página.

Para determinar el volumen de regulación se tiene que analizar los rangos donde en los extremos la diferencia de volúmenes acumulados sea cero.

De acuerdo al gráfico hay cuatro rangos para analizar, el primero desde las 0 horas hasta el tiempo "A", el segundo desde el tiempo "A" hasta el tiempo "B", el tercero desde el tiempo "B" hasta el tiempo "C", y el cuarto desde el tiempo "C" hasta las 24 horas.



En el primer rango, de 0 a "A", la demanda es mayor que la oferta, entonces hay que encontrar un volumen V2 que representa la mayor diferencia acumulada de la demanda y oferta para dicho rango.

En el segundo rango, de "A" a "B", la oferta es mayor que la demanda, entonces hay que encontrar el volumen V1 que representa la mayor diferencia acumulada de la oferta y la demanda para dicho rango.

En el tercer rango, de "B" a "C", nuevamente la demanda es mayor que la oferta, entonces hay que encontrar un volumen V2, que representa la mayor diferencia acumulada de la demanda y oferta para dicho rango.

En el cuarto rango, de "C" a 24, nuevamente la oferta es mayor que la demanda, entonces hay que encontrar un volumen V1, que representa la mayor diferencia acumulada de la oferta y demanda para dicho rango.

Como en este caso hay más de un valor V1 y V2, el volumen de regulación se determinará con los mayores valores de V1 y V2:

$$V_{reg} = Max\ (V1) + Max\ (V2)$$

Pregunta Nº 17: Se ha realizado mediciones en un reservorio que se abastece de una línea de impulsión en el siguiente horario: 3 am - 2 pm y 5 pm - 12 pm, obteniéndose los siguientes consumos promedios:

Hora	1	2	3	4	5	6	7	8
Volumen (m^3)	15	20	15	15	50	25	45	40

9	10	11	12	13	14	15	16
75	90	110	140	220	80	175	65

17	18	19	20	21	22	23	24
60	40	55	15	15	15	10	5

Además se ha determinado que la dotación es 220 Lphd y para la población no servida se considera 50 Lphd. Determinar el volumen de otro reservorio que debe construirse adyacente al existente de 700 m^3 para una población futura de 26,250 habitantes y una cobertura de 90%, también debe considerarse dos horas de volumen de reserva.

Solución:

Volumen diario consumido, representa la suma de los volúmenes consumidos cada hora:

$$Vd = 15 + 20 + 15 + \ldots\ldots\ldots + 15 + 10 + 5 \qquad \Rightarrow \qquad Vd = 1{,}395\ m^3$$

Volumen de regulación para un abastecimiento discontinuo, empleando un equipo de bombeo para 18 horas de funcionamiento, el volumen promedio horario es:

$$Vh = \frac{1{,}395}{18} \qquad \Rightarrow \qquad Vh = 77.5\ m^3/hr$$

El cuadro de volúmenes acumulados de la oferta y demanda, y la diferencia es:

Hora	Oferta Horaria	Oferta Acumulada	Demanda Horaria	Demanda Acumulada	Diferencia Of-Dem
1	0	0	15	15	-15.0
2	0	0	20	35	-35.0
3	0	0	15	50	-50.0
4	77.5	77.5	15	65	12.5
5	77.5	155.0	50	115	40.0
6	77.5	232.5	25	140	92.5
7	77.5	310.0	45	185	125.0
8	77.5	387.5	40	225	162.5
9	77.5	465.0	75	300	165.0
10	77.5	542.5	90	390	152.5
11	77.5	620.0	110	500	120.0
12	77.5	697.5	140	640	57.5
13	77.5	775.0	220	860	-85.0
14	77.5	852.5	80	940	-87.5
15	0	852.5	175	1,115	-262.5
16	0	852.5	65	1,180	-327.5
17	0	852.5	60	1,240	-387.5

18	77.5	930.0	40	1,280	-350.0
19	77.5	1,007.5	55	1,335	-327.5
20	77.5	1,085.0	15	1,350	-265.0
21	77.5	1,162.5	15	1,365	-202.5
22	77.5	1,240.0	15	1,380	-140.0
23	77.5	1,317.5	10	1,390	-72.5
24	77.5	1,395.0	5	1,395	0.0

El volumen de regulación es:

$Vr = 165 + 387.5$ => $Vr = 552.5\ m^3$

Porcentaje de regulación, asumiendo que es el día del volumen promedio diario anual:

$Reg = \frac{552.5}{1{,}395} \times 100\%$ => $Reg = 39.61\%$

Volumen diario para la población futura:

$Vd = 26{,}250 \times 0.9 \times 200 + 26{,}250 \times 0.1 \times 50$ => $Vd = 4{,}856.25\ m^3$

Volumen de regulación:

$Vreg = 0.3961 \times 4{,}856.25$ => $Vreg = 1{,}923.35\ m^3$

Volumen de reserva para dos horas:

$Vres = \frac{2}{24} \times 4{,}856.25$ => $Vres = 404.69\ m^3$

Volumen de almacenamiento:

$V = 1{,}923.35 + 404.69$ => $V = 2{,}328.04\ m^3$

Volumen del reservorio paralelo:

$V = 2{,}328.04 - 700.00$ => $V = 1{,}628.04\ m^3$

CAPITULO 6

CAPTACION DE FUENTES DE AGUA

Pregunta Nº 1: Describa brevemente los tipos de captaciones que se pueden presentar al utilizar como fuente de abastecimiento de agua un río.

Respuesta:

El tipo de captación que se puede utilizar en un río esta en función de cómo permanece en el tiempo el nivel de agua en la fuente.

Cuando el nivel de agua se mantiene prácticamente constante, la estructura de captación una simple caja con los sistemas de limpieza, de regulación y medición de caudales.

Cuando el nivel de agua no es constante, se tiene que fijar un nivel mínimo de agua en el río para lo cual se utiliza un barraje fijo o móvil y se complementa con los sistemas de limpieza, de regulación y medición de caudales.

Para los ríos caudalosos, que siempre mantienen un nivel de agua en todo el cauce, de la selva la estructura de captación generalmente es una estación de bombeo que puede ser un caisson ubicado en la orilla del río o dentro del cauce, también se puede utilizar una balsa cautiva.

Pregunta Nº 2: ¿Qué consideraciones debe tenerse en cuenta para la captación de aguas superficiales mediante una balsa cautiva?

Respuesta:

La balsa cautiva se utiliza en fuentes superficiales que tienen una gran variación de

nivel de agua de las épocas de sequía a avenida, pero que la fuente tiene por lo menos cuatro metros de agua en la época de sequía.

El área de la balsa cautiva tiene que tener un área mínima para que puedan estar los equipos de bombeo, el árbol de succión y árbol de descarga, los controles eléctricos y espacio para el desplazamiento de los operadores; la balsa debe tener un techo para proteger al sistema de bombeo. Los controles eléctricos pueden estar fuera de la balsa cautiva, en una caseta de control.

La canastilla de tubería de succión debe estar por lo menos a dos metros de profundidad y no estar a menos de dos metros del fondo de la fuente, esto con la finalidad de captar agua menos contaminada.

La balsa cautiva debe tener anclaje en sus cuatro esquinas, de preferencia con dados de concreto ubicados en el fondo de la fuente y cables atado a la balsa, los cables deben tener la suficiente longitud para que la balsa pueda desplazarse sin dificultad de la época de sequía a la avenida.

La línea de empalme de la balsa cautiva a la tubería de impulsión debe ser de material flexible con refuerzo metálica, y con longitud suficiente para que la balsa se pueda desplazar sin dificultad de la época de sequía a la avenida.

El operador debe tener acceso a la balsa cautiva a través de un muelle o de un bote.

Pregunta Nº 3: ¿Cómo varía la calidad del agua de las fuentes superficiales, desde que el agua de lluvia se pone en contacto con la superficie del suelo, hasta su posible utilización como fuente de agua?

Respuesta:

El agua de lluvia es prácticamente agua sin ningún tipo de contaminación física, química y bacteriológica; las primeras aguas de lluvia "lavan" la atmósfera fundamentalmente del material en suspensión que hay en el aire, luego las aguas caen prácticamente puras sin ninguna contaminación al suelo.

En el suelo el agua entra en contacto con el terreno superficial y de acuerdo a la pendiente del terreno se origina el agua de escorrentía, esta va lavando el suelo y de acuerdo al tipo de suelo, vegetación que puede tener, en forma progresiva se va incorporando en el agua contaminación física como la turbiedad, color, etc., y química por algún compuesto que este presente en el suelo y que se va disolviendo en el cuerpo de agua.

El agua en su recorrido va a ir recibiendo una serie de descarga que la van contaminando, pueden ser descargas naturales de alguna quebrada que incorpora contaminantes físicos, químicos o bacteriológicos; pueden ser descargas contaminadas por las actividades del hombre como desagües de la agricultura, relaves

mineros, descargas industriales, etc., o pueden ser descargas de desagües domésticos de algún centro poblado.

La contaminación depende por donde pasa el curso de agua, si pasa por zonas donde existe alguna actividad humana la contaminación será mayor a si hace el recorrido por zonas donde no hay presencia de actividades humanas. Finalmente el agua que llega al punto de captación tendrá una determinada calidad, que tiene que ser removida en una planta de tratamiento para obtener agua apta para el consumo humano.

Pregunta Nº 4: ¿Qué criterios debe considerarse para captar agua de una fuente superficial que tiene un nivel de agua variable durante el año?

Respuesta:

Para el diseño hidráulico de una estructura de captación la fuente debe tener un nivel de agua constante, si el nivel del agua es variable durante el año se tiene que fijar un nivel mínimo para que a partir de ese se haga el diseño correspondiente.

Si el nivel del agua es variable, y en la época de sequía una parte del cauce puede quedar seco sin agua, en estos casos se tiene que fijar un nivel mínimo de agua en la fuente, y eso se logra poniendo un barraje fijo o móvil, en parte o a todo el ancho de la fuente. Con este nivel mínimo se garantiza un nivel de agua adecuado para poder captar el caudal requerido. El barraje produce un represamiento del agua y se debe verificar que no se produzca un desborde del agua por el cauce de la fuente, si fuera el caso se tiene que encimar el cauce para evitar el desborde.

En aquellas fuentes en que se produce una gran variación de nivel de agua pero que no llega a secarse totalmente el cauce de la fuente, sobre todo en los ríos de la selva y que pueden llegar a ser ríos navegables, no es conveniente poner un barraje para represar el agua. Lo adecuado es poner una estructura de captación que permita captar en estas condiciones y por lo general mediante una estación de bombeo: puede ser un caisson en la orilla o dentro del cauce del río con la suficiente altura de la estructura y ubicación de las tubería de captación para derivar el caudal requerido, o una estación de bombeo en una balsa cautiva que sigue las variaciones de nivel de agua durante el año.

Pregunta Nº 5: Para realizar un estudio de fuentes debe considerarse las diversas alternativas viables en los aspectos técnicos y económicos. Para una ciudad se tienen dos alternativas: captar de una fuente superficial por gravedad, y aprovechar agua subterránea mediante pozos profundos. En ambos casos se llega a un reservorio existente. Como determina la selección de la alternativa más económica.

Respuesta:

Para cada alternativa se tiene que analizar la inversión inicial y los costos de operación

y mantenimiento producidos en el período de evaluación. Así mismo, las características de la fuente: calidad, cantidad y ubicación, definen las unidades operacionales necesarias para conducir el agua, en este caso, desde la fuente superficial o subterránea hasta el reservorio existente.

Para la alternativa de captación superficial, la inversión inicial esta compuesta por el costo de las unidades operacionales de captación, línea de conducción de captación hasta la planta, planta de tratamiento de agua potable, y línea de conducción desde la planta hasta el reservorio existente. Los costos de operación y mantenimiento son: personal para la operación y mantenimiento de la captación y líneas de conducción, personal para la operación y mantenimiento de la planta de tratamiento, productos químicos y energía eléctrica para la operación de la planta de tratamiento; estos costos se analizan en el período de evaluación y se determina el valor presente. Finalmente se tiene el costo total de la alternativa: inversión inicial y costos de operación y mantenimiento.

Para la alternativa de fuente subterránea, la inversión inicial esta compuesta por el costo de las unidades operacionales de perforación de pozos, estación de bombeo con su equipamiento y línea de alimentación eléctrica, si el período de evaluación es superior a la vida útil de los equipos de bombeo se debe considerar el reemplazo, y línea de impulsión de la estación de bombeo hasta el reservorio existente. Los costos de operación y mantenimiento son: personal para la operación y mantenimiento de la línea de impulsión, personal para la operación y mantenimiento de la estación de bombeo, energía eléctrica para la operación de la estación de bombeo; estos costos se analizan en el período de evaluación y se determina el valor presente. Finalmente el costo total de la alternativa es: inversión inicial y costos de operación y mantenimiento.

La selección de la mejor alternativa se realiza con el criterio de mínimo costo.

Pregunta Nº 6: ¿Qué aspectos cualitativos y cuantitativos diferencian las fuentes de agua superficial de la subterránea?

Respuesta:

Los aspectos cualitativos importantes de las fuentes superficial y subterránea son:

Parámetro	Agua Superficial	Agua Subterránea
Turbiedad	Variable	Prácticamente ninguna
Color	Variable	Constante, bajo o ninguno
Temperatura	Variable	Constante
Mineralización	Variable, generalmente muy alta	Constante y dependiente del subsuelo
Dureza	Generalmente baja	Dependiendo del suelo, generalmente alta

Estabilización	Variable, generalmente algo corrosivas	Constante, generalmente algo incrustante
Contaminación bacteriológica	Variable, generalmente contaminadas	Constante, generalmente poca o ninguna
Contaminación radiológica	Expuestas a contaminación directa	Protegida contra la contaminación directa

Los aspectos cuantitativos importantes de las fuentes superficial y subterránea son:

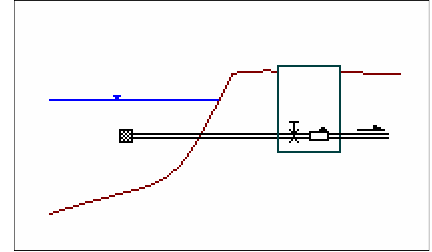
Agua Superficial	Agua Subterránea
Generalmente aportan mayores caudales	Generalmente solo disponen de caudales relativamente bajos
Caudales variables	Poca variabilidad del caudal
No siempre precisan bombeo	Generalmente requieren bombeo
Generalmente la captación debe hacerse distante del sitio de consumo	Permite más cercanía al sitio de consumo
Costos de bombeo relativamente bajos	Costos de bombeo más altos

Estas consideraciones son de tipo general y la selección de una u otra dependerá de factores económicos, del tratamiento requerido, de la operación y mantenimiento, y de la productividad de la fuente.

Pregunta Nº 7: ¿Qué tipo de estructuras se pueden utilizar para captar agua de lagos? Explique gráficamente.

Respuesta:

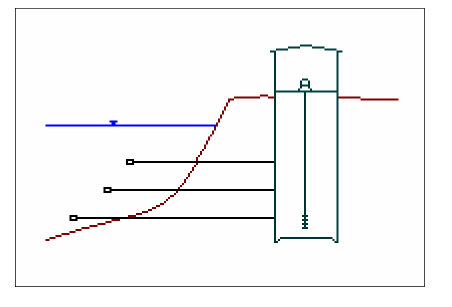
El agua de un lago se puede captar por gravedad o por bombeo.



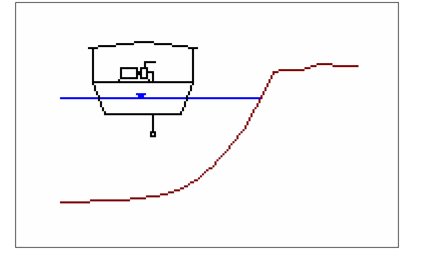
Si es por gravedad se puede utilizar una tubería como toma, la cual se ubica como mínimo a dos metros debajo de la superficie del lago y a dos metros del fondo, para evitar que se pueda captar agua superficial que generalmente tiene mayor contaminación, y se pueda remover material del fondo del lago.

En la tubería se instala una canastilla para retener material grueso, en una caja se ubica una válvula para regular el caudal y un medidor de agua.

Si el agua se tiene que llevar a una cota superior, entonces la captación se tiene que hacer mediante un sistema de bombeo, el cual consiste de dos estructuras: un caisson o una balsa cautiva.



Si es mediante un caisson, la estructura puede estar ubicada en la orilla o dentro del cuerpo de agua, en el primer caso el agua ingresa al caisson mediante tuberías de las cuales por lo menos una debe estar por debajo del nivel mínimo de la fuente, y en el segundo mediante unas ventanas ubicadas en el fondo y en todo el perímetro de caisson, en las tuberías se instala canastilla para retener los sólidos gruesos; la regulación del caudal esta dado por la capacidad de la bomba y su altura dinámica, para la medición se instala un medidor de caudal en el árbol de descarga de la línea.



Otra alternativa de captación por bombeo es mediante una balsa cautiva, en la cual se instala la estación de bombeo con el equipamiento necesario, la toma se realiza con una tubería con canastilla a una profundidad mínima de dos metros de la superficie y del fondo. La regulación del caudal también es por las características del equipo de bombeo: caudal y altura dinámica, para la medición del caudal se instala un medidor en el árbol de descarga. La balsa esta anclada en el fondo con bloques de concreto y cables, la tubería que une la balsa con la línea de impulsión es de material flexible y longitud adecuada para que la balsa pueda seguir la variación del nivel de agua del lago.

Pregunta Nº 8: Cuando un río no es caudaloso y tiene un ancho relativamente grande, ¿Cómo puede realizarse la captación? Y ¿Qué tipo de estructura puede emplearse?

<u>Respuesta</u>:

Si el río no es caudaloso en la época de sequía el cauce del río puede quedar seco parcialmente, como el ancho es relativamente grande no es conveniente poner un barraje, para represar el río y asegurar un nivel mínimo de agua, por cuando el costo de la estructura es muy alto.

Es más económico buscar un lugar adecuado donde se pueda hacer una derivación del río solo con fines de captación, con un ancho relativamente pequeño, en el cual se puede construir un barraje de bajo costo y se garantiza un nivel mínimo de agua para la estructura de captación. Lo que tiene que asegurarse durante el año es que siempre le llegue agua a este canal de derivación, para lo cual en la época de sequía se tendrá que hacer los trabajos adecuados en el río para encausar el agua a dicho canal.

La estructura de captación, además del barraje, esta conformado por una caja que tiene una toma con una ventana con rejas para retener los sólidos gruesos, y con una compuerta para la regulación, y luego una estructura de medición del caudal que

puede ser un vertedero.

Pregunta Nº 9: En una situación de emergencia usted tiene que captar agua de un río no navegable, para lo cual dispone de una bomba y accesorios necesarios. ¿Qué sistema de captación utiliza?

Respuesta:

Si la fuente de agua es un río no navegable significa que tiene variaciones importantes de nivel de agua de la época de avenida a la época de sequía, y podría inclusive durante la época de sequía tener parte del cauce sin agua por el poco caudal que tiene en ese período. Como se dispone de bomba y accesorios necesarios, la captación tiene que realizarse necesariamente por bombeo.

Para el bombeo se requiere de un sistema de almacenamiento donde se debe instalar los equipos de bombeo y contar con su caseta de bombeo; en una situación normal se tiene que hacer los diseños correspondientes empleando la tecnología adecuada para la caseta de bombeo y la cisterna. En una situación de emergencia, lo que se privilegia es que el sistema de bombeo funcione y se puede prescindir temporalmente del sistema convencional.

En una situación de emergencia el sistema de bombeo se puede simplificar si se construye en el terreno natural un “caisson” con lo cual se tiene el almacenamiento correspondiente, el agua de la fuente se tiene que encausar a esta estructura mediante un canal natural, en la parte superior se construye rápidamente con elementos metálicos adecuados una losa como techo del caisson para que ahí se pueda instalar los equipos de bombeo y el árbol de succión y descarga, que se complementa con un cerco adecuado para darle seguridad a la caseta.

Dependiendo de la profundidad del caisson natural, los equipos de bombeo pueden ser de eje horizontal o vertical, de preferencia utilizar bombas de eje horizontal por tener mayor facilidad en la instalación, operación y mantenimiento, y la caseta de bombeo no necesariamente tiene que estar encima del caisson, sino sobre el terreno natural.

Pregunta Nº 10: Un sistema de agua tiene como fuente de abastecimiento agua subterránea que se aprovecha mediante galerías filtrantes, si esta fuente ha disminuido su rendimiento durante el tiempo que esta operando. ¿Cómo determina la longitud mínima para la ampliación de la captación?

Respuesta:

En forma general las galerías filtrantes al inicio de su operación tienen un alto rendimiento por tener el acuífero un volumen almacenado en la zona de la galería, en el tiempo cuando se agota el volumen almacenado el rendimiento de la galería se iguala a la recarga de la zona, es decir se ha logrado un equilibrio entre la recarga y la

explotación.

El rendimiento será prácticamente el mismo para la galería existente, entonces para incrementar el caudal captado se tiene que ampliar necesariamente la longitud de la galería, para esto se tiene que seguir el siguiente procedimiento:

- Determinar el caudal de la galería, haciendo una medición del rendimiento en la caja de reunión final de la galería con un vertedero, medidor o la instalación que permita medir el caudal captado.

- Determinar la longitud de la galería, con lo cual se obtiene el rendimiento de la galería en términos de caudal por metro de galería.

- Se determina la demanda futura o la demanda que se quiere satisfacer con la ampliación de la galería existente.

- Se determina la longitud necesaria de galería filtrante para satisfacer la demanda, a partir del caudal de demanda y el rendimiento de la galería.

- Se determina la longitud de ampliación de la galería, que es la diferencia entre la longitud total de la galería requerida menos la longitud de galería existente.

Pregunta Nº 11: El agua de un lago al estar almacenada, generalmente esta expuesta a una serie de contaminaciones. ¿Qué criterios debe tener en cuenta para captar este tipo de fuente?, ¿Qué ventaja puede tenerse con este tipo de fuente?

Respuesta:

El lago tiene una recarga que puede ser natural proveniente de agua de lluvia que mediante escorrentía se descarga en el lago, en este caso esta expuesta a la contaminación que pueda incorporar el agua en el trayecto hasta el lago, que puede material del terreno natural y de la vegetación; también, es factible que se contamine por efecto de alguna actividad humana o animal que pueden estar en el entorno.

Si el lago tiene una recarga de agua superficial mediante un curso superficial, la contaminación que puede tener es la que trae el cuerpo de agua; el curso de agua puede haber recibido contaminación de alguna actividad humana como agricultura, minería, entre otras, o de alguna actividad humano o animal del entorno del lago.

Generalmente el agua superficial del lago, sobre todo la que ubicada cerca de la orilla del lago, presenta contaminación por lo que se recomienda la ubicación de la toma de agua a una profundidad mínima de 2.00 m, de igual forma para evitar una resuspensión del fondo del lago se recomienda que la toma de agua, en la mayoría de casos una tubería con canastilla que ingresa al cuerpo de agua, este a una altura mínima del fondo de 2.00 m, con esto se garantiza una menor contaminación del agua captada sobre todo contaminación de origen bacteriológica.

La ventaja que puede tenerse con este tipo de fuentes es la calidad del agua cruda, que en la mayoría de los casos la contaminación por turbiedad es muy pequeña porque el agua en el lago tiene un período de retención muy grande, esto es importante para el tratamiento del agua. Cuando el lago es natural y esta ubicado en zonas altas y alejadas, la calidad del agua es buena y se puede utilizar con simple desinfección, si tiene niveles bajos de turbiedad el tratamiento podría ser con filtración rápida directa. En otras condiciones de ubicación del lago, el tratamiento adecuado es en una planta de filtración rápida completa.

Pregunta Nº 12: Para una localidad se capta agua superficial mediante una estación de bombeo, la que descarga en la planta de tratamiento, y ésta en una cisterna, de donde mediante otra estación de bombeo se lleva el agua a un reservorio elevado para su distribución a la población. Si los componentes indicados están ubicados en el área de la planta de tratamiento, proponga un sistema de automatización adecuado para que todos los componentes operen eficientemente.

Respuesta:

La automatización del sistema de producción será de la siguiente manera:

- De la estación de bombeo de agua cruda a la planta de tratamiento: el sistema de bombeo debe funcionar de acuerdo al nivel de agua en la fuente, si la fuente tiene un nivel de agua menor al nivel mínimo fijado previamente los equipos de bombeo se deben apagar, y cuando el nivel del agua en la fuente alcanza nuevamente el nivel mínimo se deben prender los equipos de bombeo. Cuando se apagan los equipos de bombeo también se debe suspender la dosificación de productos químicos, y cuando se reanuda el bombeo se debe activar el sistema de dosificación.

- De la estación de bombeo de agua tratada al reservorio elevado: en este caso hay dos elementos para el control de los niveles de agua, la cisterna y el reservorio. En la cisterna cuando el nivel del agua llega al nivel mínimo fijado previamente se deben apagar los equipos de bombeo, y cuando el nivel de agua llega a un nivel máximo fijado previamente (que es menor al nivel máximo de agua en la cisterna) se deben prender los equipos de bombeo y si el reservorio esta lleno se tiene que apagar la estación de bombeo de agua cruda. En el reservorio elevado, cuando el agua llega al nivel mínimo fijado previamente, si los equipos de bombeo no están prendidos se deben prender, y cuando el nivel del agua alcanza el nivel máximo del reservorio los equipos de bombeo se deben apagar.

- Control en la planta de tratamiento: si el nivel de agua en la cisterna llega al nivel máximo y los equipos de bombeo de agua tratada están prendidos, se deben apagar los equipos de bombeo de agua cruda y también se debe suspender la dosificación de productos químicos, cuando el nivel de agua en la cisterna llega al nivel mínimo se deben prender los equipos de bombeo del agua cruda y se debe activar el sistema de dosificación.

Pregunta Nº 13: Usted es gerente general de una empresa de agua ubicada en un área geográfica que tiene una alta frecuencia e intensidad de precipitación pluvial; a fin de aliviar la falta de agua potable, decide iniciar una campaña educativa para que la población utilice el agua de lluvia en actividades domésticas como lavado de ropa, aseo personal, servicios higiénicos, etc., pero no en la preparación de alimentos y bebida. ¿Qué recomendaciones le daría a la población para que puedan captar en forma adecuada el agua de lluvia?

<u>Respuesta</u>:

Las recomendaciones serían las siguientes:

- Para captar el mayor volumen posible el techo de las viviendas lo deben acondicionar para que tenga la forma de un techo a dos aguas, es decir levantado en el centro de la vivienda y con pendiente hacia los costados de la vivienda.

- Si el techo es de concreto o aligerado, se puede cercar el perímetro del techo con un pequeño muro, lo que permite que el techo se comporte como un tanque elevado de una altura pequeña de agua.

- El techo debería ser de un material que permita canalizar el agua hacia la parte lateral de la vivienda, puede ser de calamina, y en los costados se debe colocar canaletas conformada con tuberías a media caña para recolectar el agua y conducirlas a un recipiente para su almacenamiento, el cual debe estar protegido para evitar contaminación.

- Las primeras aguas que caen no se deben almacenar porque tienen contaminación, de lo que recoge el agua de la atmósfera y cuando impacta en el techo se produce un lavado del mismo.

- Dejar sedimentar el agua para que los sólidos que pudiera haber recogido puedan sedimentar y se toma el sobrenadante para su uso en diversas actividades menos para bebida y preparación de alimentos.

Pregunta Nº 14: Para el estudio de fuentes de una localidad, como por ejemplo la ciudad de Cañete, usted observa que esta ubicada en una zona cerca de la playa, que existe un curso de agua superficial también cerca de la ciudad, la población mediante pozos artesanales utiliza el agua subterránea que se encuentra muy cerca de la superficie, y además tiene conocimiento que a una distancia relativamente corta se encuentra un manantial con buen rendimiento. ¿Qué criterios se debe tener en cuenta para poder descartar fuentes y seleccionar la más adecuada para este caso?

<u>Respuesta</u>:

De la información indicada se observa que las fuentes de abastecimiento potenciales son: el agua de mar, una fuente superficial, agua subterránea que esta muy cerca de la

superficie, y un manantial ubicado relativamente cerca de la ciudad.

Un primer criterio para descartar fuentes es el costo de la inversión inicial y de la operación y mantenimiento, por consiguiente el uso de agua de mar tratada tiene un costo elevado en los ítems indicados, por consiguiente esta fuente queda descartada.

Para las otras fuentes potenciales, conociendo la demanda y considerando que todas van a tener el mismo almacenamiento tanto en volumen como en ubicación, se debe hacer el siguiente análisis para cada una de ellas:

- En la fuente superficial las unidades operacionales serían la captación por gravedad o con estación de bombeo, línea de conducción o impulsión hasta la planta de tratamiento, planta de tratamiento, estación de bombeo con línea de impulsión hasta el reservorio o solamente línea de conducción.

- Para la fuente subterránea muy cerca de la superficie las unidades operacionales serían la galería filtrante o pozos excavados, y línea de impulsión.

- Para la fuente subterránea de manantial las unidades operacionales serían la estructura de captación, la estación de bombeo con línea de impulsión hasta el reservorio o solamente una línea de conducción.

En todas las alternativas se tiene que determinar la capacidad de cada componente, la inversión inicial y los costos de operación y mantenimiento. Se selecciona la alternativa de mínimo costo.

Pregunta Nº 15: Un río de 12.00 metros de ancho, tiene un barraje en el cual hay un vertedero rectangular de 3.00 metros cuya cresta tiene cota 92.25 m; para mejorar el comportamiento hidráulico se construye otro vertedero rectangular de 5.00 m con cota de cresta 92.10 m, el cauce del río tiene cota 91.50 m. Si permanentemente se capta 200 lps. ¿Cuál será el nivel de agua en el barraje para una avenida máxima de 3.5 m^3/s?

Solución:

La longitud de los dos vertederos es menor al ancho del río, esto indica que los vertederos tienen dos contracciones laterales cada uno.

Sea H y H1 la altura de agua en el primer y segundo vertedero, respectivamente; como los vertederos tienen diferente cota de cresta, la diferencia de las alturas de agua será:

$92.25 + H = 92.10 + H1 \qquad => \qquad H1 = H + 0.15$

Siendo el caudal de captación 200 lps, el caudal que pasará por los vertederos es:

$Q = 3.50 – 0.20 \qquad => \qquad Q = 3.30\ m^3/s$

Influencia de la velocidad de acercamiento:

Área de los vertederos:

$Av = 3\ H + 5\ (H + 0.15)$ => $Av = 8\ H + 0.75$

Área del río:

$Ar = 12\ (92.25 + H - 91.50)$ => $Ar = 12\ (H + 0.75)$

La relación del área del río al área del canal debe ser mayor de 5:

$$\frac{Ar}{Av} = \frac{12\ (H + 0.75)}{8\ H + 0.75} \rangle\ 5 \quad \Rightarrow \quad H < 0.1875\ m$$

Si H = 0.1875 m, los caudales en cada vertedero serían:

$Q1 = 1.838\ (3 - 0.2 \times 0.1875)\ 0.1875^{1.5}$ => $Q1 = 0.442\ m^3/s$

$Q2 = 1.838\ (5 - 0.2 \times 0.3375)\ 0.3375^{1.5}$ => $Q2 = 1.778\ m^3/s$

$Q1 + Q2 = 0.442 + 1.778$ => $Q1 + Q2 = 2.220\ m^3/s$

El caudal total es menor de 3.30 m^3/s, esto indica que la altura de agua es mayor a 0.1875 m, y por consiguiente si tiene influencia la velocidad de acercamiento.

La velocidad de acercamiento es con el caudal que pasará por el barraje:

$$Vr = \frac{3.30}{12\ (H + 0.75)} \quad \Rightarrow \quad Vr = \frac{0.275}{H + 0.75}$$

Caudal en el primer vertedero con la influencia de la velocidad de acercamiento:

$$Q1 = 1.838\ (3.00 - 0.2\ H)\ (\ H + \frac{1}{2\ g}\ (\frac{0.275}{H + 0.75})^2\ )^{1.5}$$

$$Q1 = 0.3676\ (15 - H)\ (H + \frac{0.00385}{(H + 0.75)^2})^{1.5}$$

Caudal en el segundo vertedero con la influencia de la velocidad de acercamiento:

$$Q2 = 1.838\ (5.00 - 0.2\ H1)\ (H1 + \frac{1}{2\ g}\ (\frac{0.275}{H + 0.75})^2\ )^{1.5}$$

$$Q2 = 0.3676\,(25 - H1)\,(H1 + \frac{0.00385}{(H + 0.75)^2})^{1.5}$$

Reemplazando el valor de H1 en función de H: H1 = H + 0.15

$$Q2 = 0.3676\,(24.85 - H)\,(H + 0.15 + \frac{0.00385}{(H + 0.75)^2})^{1.5}$$

Como:

Q1 + Q2 = 3.30

$$0.3676\,(15 - H)\,(H + \frac{0.00385}{(H + 0.75)^2})^{1.5} + 0.3676\,(24.85 - H)\ldots$$

$$\ldots(H + 0.15 + \frac{0.00385}{(H + 0.75)^2})^{1.5} = 3.30 -$$

$$f(H) = 0.3676\,(15 - H)\,(H + \frac{0.00385}{(H + 0.75)^2})^{1.5} + 0.3676\,(24.85 - H)\cdots$$

$$\ldots(H + 0.15 + \frac{0.00385}{(H + 0.75)^2})^{1.5} - 3.30$$

$$f'(H) = 0.3676\,(H + \frac{0.00385}{(H + 0.75)^2})^{0.5}\,[1.5(15 - H)(1 - \frac{0.00771}{(H + 0.75)^3})\cdots$$

$$\cdots - (H + \frac{0.00385}{(H + 0.75)^2})] + 0.3676\,(H + 0.15 + \frac{0.00385}{(H + 0.75)^2})^{0.5}\cdots$$

$$\ldots[1.5\,(24.85 - H)\,(1 - \frac{0.00771}{(H + 0.75)^3}) - (H + 0.15 + \frac{0.00385}{(H + 0.75)^2})]$$

Resolviendo en la siguiente tabla:

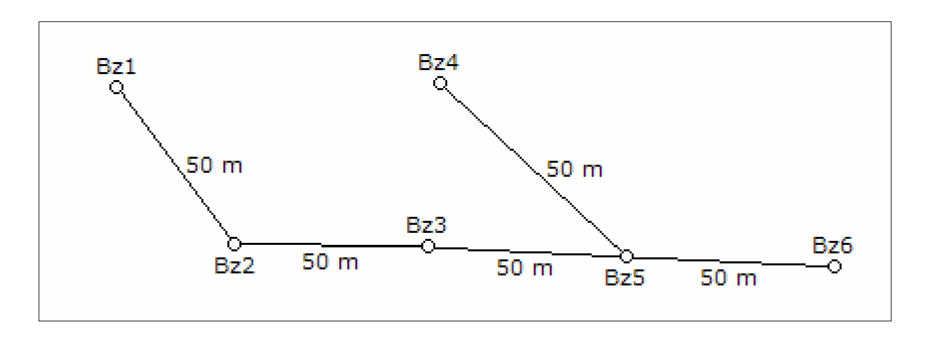
H	f(H)	f'(H)	-f(H)/f'(H)	H'
0.1875	-1.0300	11.3170	0.0910	0.2785
0.2785	0.0770	12.9652	-0.0059	0.2726
0.2726	0.0008	12.8664	-0.0001	0.2725

0.2725	-0.0005	12.8647	0.0000	0.2725

Nivel de agua en el barraje:

Niv = 92.25 + 0.2725 => Niv = 92.523 m

Pregunta Nº 16: La galería mostrada tiene un rendimiento promedio de 0.3 lps/m, cota de terreno promedio 210 m y el nivel del acuífero es 209 m. La tubería debe estar sumergida como mínimo 1.20 m. Determinar diámetros, pendiente y cota de tubería. La tubería es de asbesto cemento.



Solución:

Se considerará que las tuberías operan a medio tubo, con una velocidad promedio de 1.20 m/s, y la tubería tiene un coeficiente de rugosidad de 0.010.

Tramo del Bz1 al Bz2:

Caudal:

$Q = 50 \times 0.30$ => $Q = 15$ lps

Diámetro de la tubería, a medio tubo para una velocidad de 1.20 m/s:

$$1.20 = \frac{8 \times 0.015}{\pi D^2}$$ => D = 7.02”

El diámetro de la tubería será 8”. El área a medio tubo es:

$$A = \frac{\pi \times (8 \times 0.0254)^2}{8}$$ => $A = 0.0162\ m^2$

Perímetro mojado:

$$P = \frac{\pi \times (8 \times 0.0254)}{2} \qquad => \qquad P = 0.3192 \text{ m}$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{0.0162}{0.3192} \qquad => \qquad R = 0.0508 \text{ m}$$

Pendiente de la tubería:

$$0.015 = \frac{0.0162 \times 0.0508^{2/3}\ S^{1/2}}{0.010} \qquad => \qquad S = 4.55‰$$

La cota de tapa del buzón Bz1 es 210.00 m, la cota de la tubería en el buzón Bz1:

C1 = 209.00 – 1.20 => C1 = 207.80 m

La cota de tapa del buzón Bz2 es 210.00 m, la cota de la tubería en el buzón Bz2:

C2 = 207.80 – 50 x 0.00455 => C2 = 207.573 m

De forma similar se realiza el cálculo para los siguientes tramos, el resumen de los resultados para los tramos del Bz2 al Bz6 se muestran en las siguientes tablas:

	Bz2 al Bz3	Bz3 al Bz5
Caudal	30 lps	45 lps
Diámetro para una velocidad de 1.20 m/s	9.93”	12.17”
Diámetro considerado	10”	12
Área a medio tubo	0.0253 m^2	0.0365 m^2
Perímetro a medio tubo	0.3990 m	0.4788 m
Radio hidráulico	0.0635 m	0.0762 m
Pendiente de la tubería	5.53‰	4.71‰
Cota de tapa del buzón inicial	210.00 m	210.00 m
Cota de tubería del buzón inicial	207.573 m	207.296 m
Pérdida de carga en el tramo	0.277 m	0.235 m
Cota de tapa del buzón final	210.00 m	210.00
Cota de tubería del buzón final	207.296 m	207.061 m

	Bz4 al Bz5	Bz5 al Bz6
Caudal	15 lps	75 lps
Diámetro para una velocidad de 1.20 m/s	7.02”	15.71”

Diámetro considerado	8”	16
Área a medio tubo	0.0162 m^2	0.0649 m^2
Perímetro a medio tubo	0.3192 m	0.6384 m
Radio hidráulico	0.0508 m	0.1016 m
Pendiente de la tubería	4.55‰	2.82‰
Cota de tapa del buzón inicial	210.00 m	210.00 m
Cota de tubería del buzón inicial	207.800 m	207.061 m
Pérdida de carga en el tramo	0.227 m	0.141 m
Cota de tapa del buzón final	210.00 m	210.00
Cota de tubería del buzón final	207.573 m	206.920 m

Pregunta Nº 17: Diseñar una galería filtrante de una longitud de 400 m, en tramos separados por cámaras de inspección cada 50 metros. El rendimiento del acuífero es 0.25 lps. Determinar el diámetro de la tubería de PVC a utilizar, y la pendiente de cada tramo.

Solución:

Se asume que las tuberías operan a medio tubo con velocidad promedio de 1.20 m/s, y la tubería tiene un coeficiente de rugosidad de 0.009. Un esquema de la galería es:

Tramo T1:

Caudal:

$Q = 50 \times 0.25$ => $Q = 12.5$ lps

Diámetro de la tubería, a medio tubo para una velocidad de 1.20 m/s:

$$1.20 = \frac{8 \text{ x } 0.0125}{\pi D^2} \quad \Rightarrow \quad D = 6.41”$$

El diámetro de la tubería será 8”. El área a medio tubo es:

$$A = \frac{\pi \text{ x } (8 \text{ x } 0.0254)^2}{8} \quad \Rightarrow \quad A = 0.0162 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado:

$$P = \frac{\pi \text{ x } (8 \text{ x } 0.0254)}{2} \quad \Rightarrow \quad P = 0.3192 \text{ m}$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{0.0162}{0.3192} \quad \Rightarrow \quad R = 0.0508 \text{ m}$$

Pendiente de la tubería:

$$0.0125 = \frac{0.0162 \text{ x } 0.0508^{2/3} \; S^{1/2}}{0.009} \quad \Rightarrow \quad S = 2.56‰$$

De forma similar se realiza el cálculo para los siguientes tramos, el resumen de los resultados para los tramos del T2 al T7 se indican en las siguientes tablas:

	T2	T3
Caudal	25.00 lps	37.50 lps
Diámetro para una velocidad de 1.20 m/s	9.07”	11.11”
Diámetro considerado	10”	12
Área a medio tubo	0.0253 m^2	0.0365 m^2
Perímetro a medio tubo	0.3990 m	0.4788 m
Radio hidráulico	0.0635 m	0.0762 m
Pendiente de la tubería	3.11‰	2.65‰

	T4	T5
Caudal	50.00 lps	62.50 lps
Diámetro para una velocidad de 1.20 m/s	12.82”	14.34”
Diámetro considerado	12”	14
Área a medio tubo	0.0365 m^2	0.0497 m^2
Perímetro a medio tubo	0.4788 m	0.5586 m
Radio hidráulico	0.0762 m	0.0889 m
Pendiente de la tubería	4.71‰	3.23‰

	T6	T7

Caudal	75.00 lps	87.50 lps
Diámetro para una velocidad de 1.20 m/s	15.71”	16.96”
Diámetro considerado	16”	16
Área a medio tubo	0.0649 m^2	0.0649 m^2
Perímetro a medio tubo	0.6384 m	0.6384 m
Radio hidráulico	0.1016 m	0.1016 m
Pendiente de la tubería	2.28‰	3.11‰

	T8
Caudal	100.00 lps
Diámetro para una velocidad de 1.20 m/s	18.14”
Diámetro considerado	18”
Área a medio tubo	0.0821 m^2
Perímetro a medio tubo	0.7182 m
Radio hidráulico	0.1143 m
Pendiente de la tubería	2.17‰

CAPITULO 7

CANALES

Pregunta Nº 1: ¿Qué criterios deben considerarse para el diseño de un canal?

Solución:

Para el diseño de un canal los criterios técnicos que deben considerarse son los siguientes:

- Trazo del canal: en general los canales tienen pendientes pequeñas, de 1 a 2 ‰, por lo que el trazo debe seguir las curvas de nivel, cambiando el trazo en forma gradual de curva a curva, no debe tener cambios bruscos de pendientes porque pueden generan erosión sobre todo si el canal es en terreno natural.

- Carga disponible: representa la pérdida de carga que tendrá el canal, a partir de este valor y con el trazo se determina la pendiente del canal; si la pendiente es muy elevada se puede considerar un tramo corto del canal construido en concreto para evitar la erosión y reducir la carga disponible a valores que generen pendientes adecuadas.

- Sección del canal: en general la sección puede tener diversas formas pero se utiliza las secciones geométricas conocidas, la sección depende del material en la que va a ser construido el canal. Si el canal es de sección circular será construido con tubería; si el canal tiene sección rectangular se puede construir en un terreno rocoso o un canal de concreto; si el canal tiene sección rectangular se puede construir en cualquier terreno natural con el talud adecuado o en concreto.

- Superficie en contacto con el agua: los canales pueden ser construidos en el terreno natural, con o sin revestimiento, para diseñar el canal es necesario definir la superficie que estará en contacto con el agua para utilizar el coeficiente de

rugosidad adecuado, el canal puede ser construido con un determinado material y se reviste con otro material el que finalmente le dará las características hidráulicas al canal.

- Velocidades límites: los materiales de construcción del canal tienen velocidades máximas a fin de evitar que se produzca erosión, en particular si el canal es construido en terreno natural, para evitar estos problemas se tiene que dar las pendientes adecuadas al canal; también, se debe evitar velocidades menores a la mínima para que se produzca una elevada sedimentación.

Pregunta Nº 2: Para diseñar el sistema de conducción de la captación a la planta de tratamiento de agua, se puede utilizar una línea de conducción o un canal. En que casos se puede utilizar un canal.

Solución:

Los canales como sistema de conducción se pueden utilizar en los siguientes casos:

- Cuando la pendiente disponible entre la captación y la planta de tratamiento de agua es pequeña, del orden de 1.0 a 1.5 ‰, estos valores son apropiados para canales en particular para los construidos en terreno natural.

- Cuando el caudal es relativamente grande y requiere tubería de gran diámetro, con un canal se puede reducir en forma importante el costo si se le construye en terreno natural.

- Si el nivel del agua en la captación esta muy cerca del nivel del terreno, y en el trazo hasta la planta de tratamiento el canal no se profundiza demasiado.

- Cuando la topografía es relativamente plana desde la captación hasta la planta de tratamiento de agua, con lo cual no se profundiza demasiado el canal y no hay corte excesivo del terreno para construir el canal.

- Si existen varios usuarios que van a captar el agua, una opción es construir el canal con capacidad para la demanda total y financiar entre todos los usuarios el costo del canal.

- Si el agua tiene alta turbiedad y no se realiza un pretratamiento, el canal permite un mejor tratamiento del sistema de conducción por tuberías.

- Siendo una alternativa de conducción, se tiene que evaluar el costo del canal y comparar con un sistema de conducción mediante tubería.

Pregunta Nº 3: Para conducir 500 lps mediante un canal se tienen dos alternativas, una consiste en construir un canal de concreto de 2,600 m con un desnivel de 19.00 m,

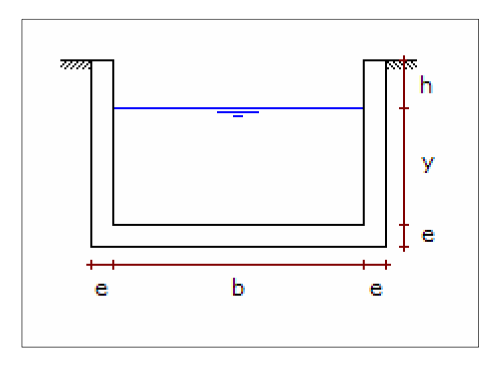
y la otra es un canal de tierra de 6,500 m con un desnivel de 12.00 m. ¿Cuál es la alternativa más conveniente? Considerar los siguientes costos: limpieza del terreno 1.41 $/m^2$, excavación masiva 5.04 $/m^3$, nivelación y apisonado 1.56 $/m^2$, concreto 126.47 $/m^3$, y eliminación de material excedente 2.02 $/m^3$.

Solución:

Para el canal de concreto y de tierra se considera los coeficientes de rugosidad de 0.013 y 0.025, respectivamente.

Primera alternativa: canal de concreto con sección rectangular

Se considera una sección de máxima eficiencia hidráulica; las paredes serán de concreto de 0.10 m de espesor, el borde libre será de 0.20 m.



Pendiente del canal:

$$S = \frac{19}{2{,}600} \qquad \Rightarrow \qquad S = 7.308 \text{ ‰}$$

Criterio de máxima eficiencia hidráulica:

$$m = 2\,(\sqrt{1 + 0^2} - 0) \qquad \Rightarrow \qquad m = 2$$

Base del canal:

$$b = 2\,y$$

Área del canal:

$$A = (2 + 0)\,y^2 \qquad \Rightarrow \qquad A = 2\,y^2$$

Perímetro del canal:

$$P = (2 + 2\sqrt{1 + 0^2}\,)\,y \qquad \Rightarrow \qquad P = 4\,y$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{2\,y^2}{4\,y} \qquad \Rightarrow \qquad R = 0.5\,y$$

Tirante de agua:

$$0.500 = \frac{(2\,y^2)\,(0.5\,y)^{2/3}\,(0.007308)^{1/2}}{0.013} \quad => \quad y = 0.349 \text{ m}$$

Base del canal:

$b = 2 \times 0.349 \quad => \quad b = 0.698$ m

Área del canal:

$A = 2 \times 0.349^2 \quad => \quad A = 0.2435 \text{ m}^2$

Velocidad del canal:

$$V = \frac{0.500}{0.2435} \quad => \quad V = 2.053 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 5.00 m/s. Los costos del canal son:

Limpieza del terreno:

$C = 2{,}600\,(2 \times 0.10 + 0.698)\,1.41 \quad => \quad C = \$\,3{,}291.65$

Excavación masiva:

$C = 2{,}600\,(2 \times 0.10 + 0.698)\,(0.10 + 0.349 + 0.20)\,5.04 \quad => \quad C = \$\,7{,}635.41$

Nivelación y apisonado:

$C = 2{,}600\,(2 \times 0.10 + 0.698)\,1.56 \quad => \quad C = \$\,3{,}641.83$

Concreto:

$C = 2{,}600\,[(2 \times 0.10 + 0.698)\,(0.10 + 0.349 + 0.2) - 0.698\,(0.349 + 0.2)]\,126.47$

$=> \quad C = \$\,65{,}625.42$

Eliminación de material excedente:

$C = 2{,}600 \times 1.3\,(2 \times 0.10 + 0.698)\,(0.10 + 0.349 + 0.2)\,2.02$

$=> \quad C = \$\,3{,}978.29$

Costo total del canal:

$C = 3{,}291.65 + 7{,}635.41 + 3{,}641.83 + 65{,}625.42 + 3{,}978.29$

$$=> \quad C = \$\ 84,172.61$$

Segunda alternativa: canal en terreno natural con sección trapezoidal:

Talud de 1.50, borde libre de 0.20 m. La sección de máxima eficiencia hidráulica.

Pendiente del canal:

$$S = \frac{12}{6,500} \quad => \quad S = 1.846\ ‰$$

Criterio de máxima eficiencia hidráulica:

$$m = 2\left(\sqrt{1 + 1.5^2} - 1.5\right) \quad => \quad m = 0.6056$$

Base del canal:

$b = 0.6056\ y$

Área del canal:

$$A = (0.6056 + 1.5)\ y^2 \quad => \quad A = 2.1056\ y^2$$

Perímetro del canal:

$$P = \left(0.6056 + 2\sqrt{1 + 1.5^2}\right) y \quad => \quad P = 4.2111\ y$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{2.1056\ y^2}{4.2111\ y} \quad => \quad R = 0.5\ y$$

Tirante de agua:

$$0.500 = \frac{(2.1056\ y^2)\,(0.5\ y)^{2/3}\,(0.001846)^{1/2}}{0.025} \quad => \quad y = 0.566\ m$$

Base del canal:

$$b = 0.6056 \times 0.566 \quad => \quad b = 0.343\ m$$

Área del canal:

$A = 2.1056 \times 0.566^2$ => $A = 0.6748\ m^2$

Velocidad del canal:

$V = \dfrac{0.500}{0.6748}$ => $V = 0.741$ m/s

La velocidad es adecuada porque es menor de 0.80 m/s. Los costos del canal son:

Limpieza del terreno:

$C = 6{,}500\ [0.343 + 2 \times 1.5\ (0.20 + 0.566)]\ 1.41$ => C = $ 24,206.49

Excavación masiva:

$C = 6{,}500\ [0.343\ (0.20 + 0.566) + 1.5\ (0.20 + 0.566)^2]\ 5.04$

=> C = $ 37,446.60

Nivelación y apisonado:

$C = 6{,}500\ [0.343 + 2\ (0.20 + 0.566)\ \sqrt{1 + 1.5^2}\ ]\ 1.56$ => C = $ 31,485.87

Eliminación de material excedente:

$C = 6{,}500 \times 1.3\ [0.343\ (0.20 + 0.566) + 1.5\ (0.20 + 0.566)^2]\ 2.02$

=> C = $ 19,510.87

Costo total del canal:

C = 24,206.49 + 34,446.60 + 31,485.87 + 19,510.87 => C = $ 112,649.82

La alternativa más conveniente es construir el canal de concreto con un costo total de $ 84,172.61.

Pregunta Nº 4: Un canal trapezoidal de tierra tiene las siguientes características: ancho del canal = 1.20 m, talud = 1.50, altura total = 0.70 m, pendiente = 0.0015, longitud del canal = 5,700 m, capacidad de conducción = 600 lps. Se quiere aumentar la capacidad de conducción en cincuenta por ciento, para lo cual se tiene dos alternativas viables: profundizar el canal o ensancharlo. ¿Cuál es la alternativa más conveniente? El costo del movimiento de tierra es 13.00 $\$/m^3$.

<u>Solución</u>:

Se determinará el tirante de agua para la condición actual del canal, considerando un coeficiente de rugosidad de 0.025:

Área del canal:

$A = 1.20\ y + 1.5\ y^2$

Perímetro del canal:

$P = 1.20 + 2\ y\ \sqrt{1 + 1.5^2}$ => $P = 1.20 + 3.6056\ y$

Aplicando la ecuación de Manning se tiene:

$A = (\frac{0.600\ x\ 0.025}{0.0015^{1/2}})^{0.6}\ P^{0.4}$ => $A = 0.5660\ P^{0.4}$

Para la solución, se asume un valor del tirante de agua de 0.50 m:

y = 0.50

$P = 1.20 + 3.6056 \times 0.50$ => $P = 3.0028$ m

$A = 0.5660 \times 3.0028^{0.4}$ => $A = 0.8787\ m^2$

$0.8787 = 1.2\ y + 1.5\ y^2$ => $y = 0.4636$ m

Y nuevamente se empieza la iteración, los resultados se indican en la siguiente tabla:

y	P	A	y’
0.5000	3.0028	0.8787	0.4636
0.4636	2.8715	0.8631	0.4576
0.4576	2.8499	0.8605	0.4565
0.4565	2.8459	0.8600	0.4564
0.4564	2.8456	0.8600	0.4563
0.4563	2.8452	0.8600	0.4563

El tirante de agua es 0.456 m, y el borde libre es:

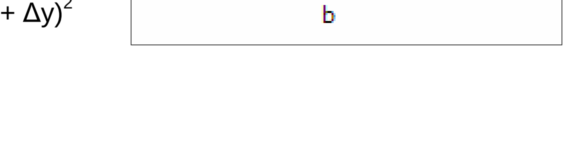
h = 0.70 – 0.456 => h = 0.244 m

En las dos alternativas se considerará un borde libre de 0.20 m, y el caudal de 900 lps.

Primera alternativa: profundizar el canal:

Nuevo tirante de agua:

$y' = 0.50 + \Delta y$



Nueva base del canal:

$b' = 1.20 - 2 \times 1.5\ \Delta y \quad => \quad b' = 1.20 - 3\ \Delta y$

Nueva área del canal:

$A = (1.2 - 3\Delta y)\ (0.5 + \Delta y) + 1.5\ (0.5 + \Delta y)^2$

$A = 0.9750 + 1.2\ \Delta y - 1.5\ \Delta y^2$

Nuevo perímetro del canal:



$P = (1.20 - 3\ \Delta y) + 2\ (0.50 + \Delta y)\sqrt{1 + 1.5^2} \quad => \quad P = 3.0028 + 0.6056\ \Delta y$

Aplicando la ecuación de Manning se tiene:

$A = \left(\frac{0.900 \times 0.025}{0.0015^{1/2}}\right)^{0.6} P^{0.4} \quad => \quad A = 0.7219\ P^{0.4}$

Aplicando la metodología anterior, se obtiene los siguientes resultados

Δy	P	A	Δy'
0.2000	3.1239	1.1386	0.1743
0.1743	3.1083	1.1363	0.1709
0.1709	3.1063	1.1360	0.1705
0.1705	3.1060	1.1360	0.1705

El tirante de agua se incrementa en 0.170 m, y la base final es:

$b' = 1.20 - 3 \times 0.170 \quad => \quad b' = 0.69\ m$

Movimiento de tierra para la profundización del canal:

$V = 5{,}700\ (0.69 \times 0.17 + 1.5 \times 0.17^2) \quad => \quad V = 917.46\ m^3$

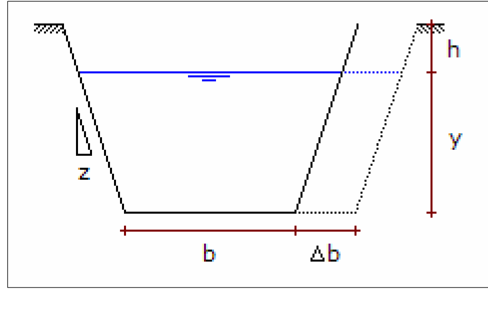
Costo de la profundización del canal:

$C = 917.46 \times 13.00 \quad => \quad C = \$\ 11{,}926.96$

Segunda alternativa: ensanchar el canal:

Tirante de agua:

$y = 0.50$



Nueva base del canal:

$b' = 1.20 + \Delta b$

Nueva área del canal:

$A = 0.5\,(1.2 + \Delta b) + 1.5 \times 0.5^2 \quad \Rightarrow \quad A = 0.975 + 0.5\,\Delta b$

Nuevo perímetro del canal:

$$P = (1.20 + \Delta b) + 2 \times 0.50 \sqrt{1 + 1.5^2} \quad \Rightarrow \quad P = 3.0028 + \Delta b$$

Aplicando la ecuación de Manning se tiene:

$$A = \left(\frac{0.900 \times 0.025}{0.0015^{1/2}}\right)^{0.6} P^{0.4} \quad \Rightarrow \quad A = 0.7219\, P^{0.4}$$

Aplicando la metodología anterior, se obtienen los siguientes resultados:

Δb	P	A	Δb'
0.4000	3.4028	1.1782	0.4064
0.4064	3.4092	1.1791	0.4082
0.4082	3.4110	1.1793	0.4087
0.4087	3.4115	1.1794	0.4088
0.4088	3.4116	1.1794	0.4088

La base del canal se incrementa en 0.409 m, y la base final es:

$b' = 1.20 + 0.409 \quad \Rightarrow \quad b' = 1.609$ m

Movimiento de tierra para el ensanchamiento del canal:

$V = 5{,}700\,(0.409 \times 0.70) \quad \Rightarrow \quad V = 1{,}631.20\ m^3$

Costo de ensanchar el canal:

$C = 1{,}631.20 \times 13.00 \quad \Rightarrow \quad C = \$\ 21{,}205.62$

Se observa que la alternativa de profundizar el canal es la más conveniente, con un costo total de $ 11,926.96.

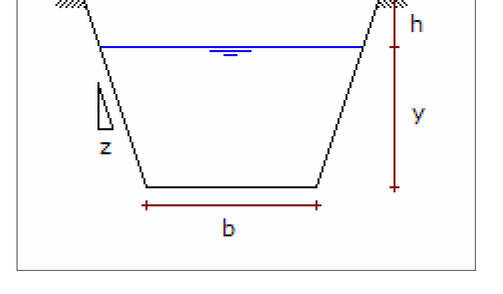
Pregunta Nº 5: Para conducir agua a una planta se quiere construir un canal con capacidad para 300 lps. Se plantea dos alternativas: canal de tierra con una longitud de 3,500 m, y canal con losas de concreto de 0.10 m de espesor con una longitud de 1,450 m. El desnivel entre la captación y la planta es 9.35 m. ¿Cuál alternativa es la más conveniente? Costo de movimiento de tierra = 6.80 \$/m3, costo de concreto = 118.50 \$/m3.

<u>Solución</u>:

Para las dos alternativas se considerará un borde libre de 0.20 m.

Primera alternativa: canal en terreno natural:

Sea un canal trapezoidal, talud de 1.50, coeficiente de rugosidad de 0.025, y una sección de máxima eficiencia hidráulica.



Pendiente del canal:

$$S = \frac{9.35}{3{,}500} \quad \Rightarrow \quad S = 2.671 \text{ ‰}$$

Criterio de máxima eficiencia hidráulica:

$$m = 2\left(\sqrt{1+1.5^2} - 1.5\right) \quad \Rightarrow \quad m = 0.6056$$

Base del canal:

b = 0.6056 y

Área del canal:

$$A = (0.6056 + 1.5)\, y^2 \quad \Rightarrow \quad A = 2.1056\, y^2$$

Perímetro del canal:

$$P = \left(0.6056 + 2\sqrt{1+1.5^2}\right) y \quad \Rightarrow \quad P = 4.2111\, y$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{2.1056\, y^2}{4.2111\, y} \quad \Rightarrow \quad R = 0.5\, y$$

Tirante de agua:

$$0.300 = \frac{(2.1056\ y^2)(0.5\ y)^{2/3}(0.002671)^{1/2}}{0.025} \quad \Rightarrow \quad y = 0.436 \text{ m}$$

Base del canal:

$$b = 0.6056 \times 0.436 \quad \Rightarrow \quad b = 0.264 \text{ m}$$

Área del canal:

$$A = 2.1056 \times 0.436^2 \quad \Rightarrow \quad A = 0.4005 \text{ m}^2$$

Velocidad del canal:

$$V = \frac{0.300}{0.4005} \quad \Rightarrow \quad V = 0.749 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 0.80 m/s. El costo de la construcción del canal por movimiento de tierra es:

$$C = 3{,}500\ [0.264\ (0.20 + 0.436) + 1.5\ (0.20 + 0.436)^2]\ 6.80$$

$$\Rightarrow \quad C = \$\ 18{,}445.63$$

Segunda alternativa: canal con losas de concreto:

Sea un canal rectangular con un talud de 0.00, un coeficiente de rugosidad de 0.013, y con una sección de máxima eficiencia hidráulica.

Pendiente del canal:

$$S = \frac{9.35}{1{,}450} \quad \Rightarrow \quad S = 6.448\ ‰$$

Criterio de máxima eficiencia hidráulica:

$$m = 2\left(\sqrt{1 + 0^2} - 0\right) \quad \Rightarrow \quad m = 2$$

Base del canal:

$$b = 2\ y$$

Área del canal:

$A = (2 + 0)\, y^2$ => $A = 2\, y^2$

Perímetro del canal:

$P = (2 + 2\sqrt{1 + 0^2}\,)\, y$ => $P = 4\, y$

Radio hidráulico:

$R = \dfrac{2\, y^2}{4\, y}$ => $R = 0.5\, y$

Tirante de agua:

$0.300 = \dfrac{(2\, y^2)\,(0.5\, y)^{2/3}\,(0.006448)^{1/2}}{0.013}$ => $y = 0.295$ m

Base del canal:

$b = 2 \times 0.295$ => $b = 0.590$ m

Área del canal:

$A = 2 \times 0.295^2$ => $A = 0.1740\ m^2$

Velocidad del canal:

$V = \dfrac{0.300}{0.1740}$ => $V = 1.724$ m/s

Velocidad adecuada, es menor de 5.00 m/s. El costo del canal es:

Costo del movimiento de tierra:

$C = 1{,}450\, (2 \times 0.10 + 0.590)\, (0.10 + 0.295 + 0.20)\, 6.80$ => C = $ 4,633.74

Costo del concreto:

$C = 1{,}450\, [(2 \times 0.10 + 0.590)\, (0.10 + 0.295 + 0.2) - 0.590\, (0.295 + 0.2)]\, 118.50$

=> C = $ 30,581.48

Costo total del canal:

$C = 4{,}633.74 + 30{,}581.48$ => C = $ 35,215.21

La mejor alternativa es un canal en terreno natural, con un costo de $ 18,445.63.

Pregunta Nº 6: La velocidad recomendable para un canal de concreto es aproximadamente 1.50 m/s. Para diseñar un canal de concreto con capacidad de 1.50 m^3/s se tienen dos alternativas: canal rectangular y canal trapezoidal con un talud de 1.00. El canal se construye con losas de concreto de 0.10 m de espesor. Si la longitud del canal es de 1,850 m con una pendiente disponible de 1.5‰. ¿Cuál de las alternativas es más conveniente? Costo de concreto = 118.50 $/m^3, costo de movimiento de tierra = 6.80 $/m^3.

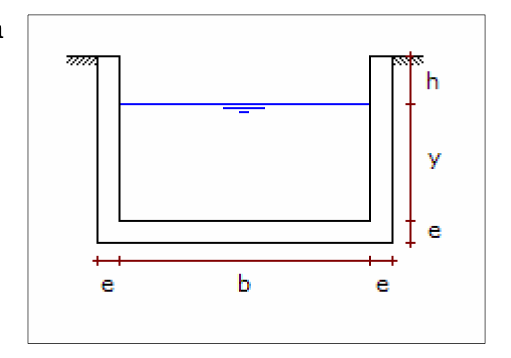
Solución:

Se va a considerar un coeficiente de rugosidad de 0.013, un borde libre de 0.20 m, y el diseño será con el criterio de máxima eficiencia hidráulica.

Primera alternativa: canal rectangular:

El talud es 0. Criterio de máxima eficiencia hidráulica:

$$m = 2\left(\sqrt{1+0^2} - 0\right) \quad \Rightarrow \quad m = 2$$



Base del canal:

$$b = 2\,y$$

Área del canal:

$$A = (2 + 0)\,y^2 \quad \Rightarrow \quad A = 2\,y^2$$

Perímetro del canal:

$$P = \left(2 + 2\sqrt{1+0^2}\right) y \quad \Rightarrow \quad P = 4\,y$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{2\,y^2}{4\,y} \quad \Rightarrow \quad R = 0.5\,y$$

Tirante de agua:

$$1.500 = \frac{(2\,y^2)\,(0.5\,y)^{2/3}\,(0.00150)^{1/2}}{0.013} \quad \Rightarrow \quad y = 0.709 \text{ m}$$

Base del canal:

$b = 2 \times 0.709$ => $b = 1.418$ m

Área del canal:

$A = 2 \times 0.709^2$ => $A = 1.0052$ m^2

Velocidad del canal:

$$V = \frac{1.500}{1.10052}$$ => $V = 1.492$ m/s

Velocidad adecuada porque es menor 3.50 m/s. El costo del canal es:

Costo del movimiento de tierra:

$C = 1{,}850\ (2 \times 0.10 + 1.418)\ (0.10 + 0.709 + 0.20)\ 6.80$ => $C = \$\ 20{,}535.46$

Costo del concreto:

$C = 1{,}850\ [(2 \times 0.10 + 1.418)\ (0.10 + 0.709 + 0.2) – 1.418\ (0.709 + 0.2)]\ 118.50$

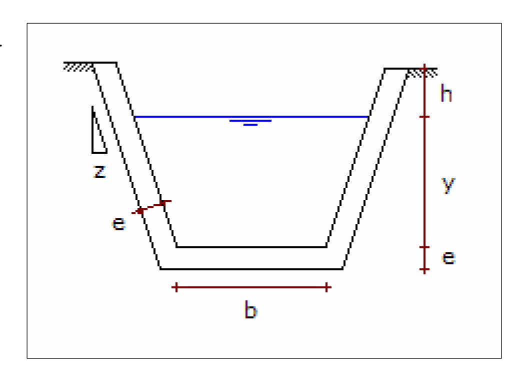
=> $C = \$\ 75{,}321.54$

Costo total del canal:

$C = 20{,}535.46 + 75{,}321.54$ => $C = \$\ 95{,}857.00$

Segunda alternativa: canal trapezoidal:

Talud de 1.0. Criterio de máxima eficiencia hidráulica:



$m = 2\ (\sqrt{1 + 1^2}\ - 1)$ => $m = 0.8284$

Base del canal:

$b = 0.8284\ y$

Área del canal:

$A = (0.8284 + 1)\ y^2$ => $A = 1.8284\ y^2$

Perímetro del canal:

$$P = (0.8284 + 2\sqrt{1+1^2})\,y \quad => \quad P = 3.6568\ y$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{1.8284\ y^2}{3.6568\ y} \quad => \quad R = 0.5\ y$$

Tirante de agua:

$$1.50 = \frac{(1.8284\ y^2)\,(0.5\ y)^{2/3}\,(0.00150)^{1/2}}{0.013} \quad => \quad y = 0.733\ m$$

Base del canal:

$$b = 0.8284 \times 0.733 \quad => \quad b = 0.607\ m$$

Área del canal:

$$A = 1.8284 \times 0.733^2 \quad => \quad A = 0.9829\ m^2$$

Velocidad del canal:

$$V = \frac{1.50}{0.9829} \quad => \quad V = 1.526\ m/s$$

La velocidad es adecuada, es menor de 3.50 m/s. La base del canal incluyendo el espesor de las placas de concreto es:

$$b' = 0.607 + 2 \times 0.10\,(\sqrt{1+1^2} - 1) \quad => \quad b' = 0.690\ m$$

Costo de movimiento de tierra:

$$C = 1{,}850\,[0.690\,(0.10 + 0.733 + 0.20) + 1.0\,(0.10 + 0.733 + 0.20)^2]\ 6.80$$

$$=> \quad C = \$\ 22{,}400.89$$

Costo del concreto:

$$C = 1{,}850\,[0.690\,(0.10 + 0.733 + 0.20) + 1.0\,(0.10 + 0.733 + 0.20)^2 - \ldots$$

$$\ldots - 0.607\,(0.733 + 0.20) - 1.0\,(0.733 + 0.20)^2]\ 118.50$$

$$=> \quad C = \$\ 71{,}188.58$$

Costo total del canal:

$$C = 22{,}400.89 + 71{,}188.58 \quad \Rightarrow \quad C = \$\ 97{,}589.47$$

La alternativa más conveniente es un canal rectangular, con un costo de $ 95.857.00.

Pregunta Nº 7: Se desea diseñar un canal con losas de concreto de 0.10 m de espesor, para que conduzca un caudal de 900 lps, en un trazo que tiene una pendiente de 1.5 ‰, y una longitud de canal de 3,200 m. Si el costo del movimiento de tierra y concreto es 6.80 y 118.50 $/m3, respectivamente. ¿Cuál es el costo de dicho canal?

Solución:

Para el canal de concreto se considera un coeficiente de rugosidad de 0.013, un borde libre de 0.20 m, y una sección rectangular; la sección será de máxima eficiencia hidráulica.

Criterio de máxima eficiencia hidráulica:

$$m = 2\left(\sqrt{1+0^2} - 0\right) \quad \Rightarrow \quad m = 2$$

Base del canal:

$$b = 2\,y$$

Área del canal:

$$A = (2 + 0)\,y^2 \quad \Rightarrow \quad A = 2\,y^2$$

Perímetro del canal:

$$P = \left(2 + 2\sqrt{1+0^2}\right) y \quad \Rightarrow \quad P = 4\,y$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{2\,y^2}{4\,y} \quad \Rightarrow \quad R = 0.5\,y$$

Tirante de agua:

$$0.900 = \frac{(2\,y^2)\,(0.5\,y)^{2/3}\,(0.0015)^{1/2}}{0.013} \quad \Rightarrow \quad y = 0.585\ \text{m}$$

Base del canal:

$$b = 2 \times 0.585 \quad \Rightarrow \quad b = 1.171 \text{ m}$$

Área del canal:

$$A = 2 \times 0.585^2 \quad \Rightarrow \quad A = 0.6853 \text{ m}^2$$

Velocidad del canal:

$$V = \frac{0.900}{0.6853} \quad \Rightarrow \quad V = 1.313 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 5.00 m/s. Costo del canal:

Costo de movimiento de tierra:

$$C = 3{,}200\ (2 \times 0.10 + 1.171)\ (0.10 + 0.585 + 0.20)\ 6.80 \quad \Rightarrow \quad C = \$\ 26{,}407.59$$

Costo del concreto:

$$C = 3{,}200\ [(2 \times 0.10 + 1.171)\ (0.10 + 0.585 + 0.20) - 1.171\ (0.585 + 0.20)]\ 118.50$$

$$\Rightarrow \quad C = \$\ 111{,}539.57$$

Costo total del canal:

$$C = 26{,}407.59 + 111{,}539.57 \quad \Rightarrow \quad C = \$\ 137{,}947.16$$

Pregunta Nº 8: Diseñar un canal de concreto de sección trapezoidal con talud de 1.0, el que debe conducir 1.20 y 1.80 m^3/s, en primera y segunda etapa, respectivamente, con 10 años de diferencia entre etapas. Determinar la alternativa más conveniente: construir el canal por etapas o hasta el final del período de diseño. Longitud del canal = 3,700 m, desnivel disponible = 4.60 m, costo de concreto = 202.60 $\$/m^3$, costo de excavación = 2.13 $\$/m^3$, espesor de las placas de concreto = 0.10 m, interés = 10%.

Solución:

El coeficiente de rugosidad para el concreto es 0.013, y se considerará un borde libre de 0.20 m. El diseño del canal será con el criterio de máxima eficiencia hidráulica:

$$m = 2\left(\sqrt{1 + 1.0^2} - 1.0\right) \quad \Rightarrow \quad m = 0.8284$$

Base del canal:

$b = 0.8284\ y$

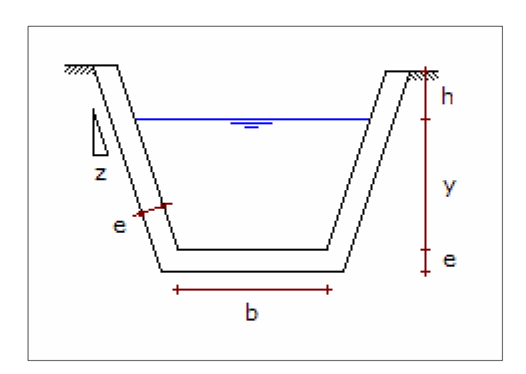
Área del canal:

$A = (0.8284 + 1.00)\ y^2$ => $A = 1.8284\ y^2$

Perímetro del canal:

$P = (0.8284 + 2\sqrt{1 + 1.0^2}\ )\ y$ => $P = 3.6569\ y$

Radio hidráulico:



$$R = \frac{1.8284\ y^2}{3.6569\ y}$$ => $R = 0.5\ y$

Pendiente del canal:

$$S = \frac{4.60}{3{,}700}$$ => $S = 1.243$ ‰

Primera alternativa: construcción del canal por etapas:

Canal para la primera etapa, para un caudal de 1.20 m^3/s:

Tirante de agua:

$$1.20 = \frac{(1.8284\ y^2)\ (0.5\ y)^{2/3}\ (0.001243)^{1/2}}{0.013}$$ => $y = 0.699$ m

Base del canal:

$b = 0.8284 \times 0.699$ => $b = 0.579$ m

Área del canal:

$A = 1.8284 \times 0.699^2$ => $A = 0.8921\ m^2$

Velocidad del canal:

$$V = \frac{1.20}{0.8921}$$ => $V = 1.345$ m/s

La velocidad es adecuada porque es menor de 5.00 m/s. Base total del canal:

$b' = 0.579 + 2 \times 0.10\,(\sqrt{1 + 1.0^2} - 1.0)$ => $b' = 0.662$ m

Costo de movimiento de tierra:

$C = 3{,}7000\,[0.662\,(0.10 + 0.699 + 0.20) + 1.0\,(0.10 + 0.699 + 0.20)^2]\,2.13$

=> C = $ 13,063.02

Costo del concreto:

$C = 3{,}700\,[0.662\,(0.10 + 0.699 + 0.20) + 1.0\,(0.10 + 0.699 + 0.20)^2$ –…

…$– 0.579\,(0.699 + 0.20) – 1.0\,(0.699 + 0.20)^2]\,202.60$

=> C = $ 247,589.50

Costo total del canal:

C = 13,063.02 + 247,589.50 => C = $ 260,652.53

Canal paralelo para la segunda etapa, con un caudal de 0.60 m^3/s:

Tirante de agua:

$$0.60 = \frac{(1.8284\,y^2)\,(0.5\,y)^{2/3}\,(0.001243)^{1/2}}{0.013} \quad => \quad y = 0.539 \text{ m}$$

Base del canal:

b = 0.8284 x 0.539 => b = 0.446 m

Área del canal:

$A = 1.8284 \times 0.539^2$ => $A = 0.5305\ m^2$

Velocidad del canal:

$$V = \frac{0.60}{0.5305} \quad => \quad V = 1.131 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 5.00 m/s. La base total del canal es:

$b' = 0.446 + 2 \times 0.10\,(\sqrt{1 + 1.0^2} - 1.0)$ => $b' = 0.529$ m

Costo de movimiento de tierra:

$C = 3,7000\ [0.529\ (0.10 + 0.539 + 0.20) + 1.0\ (0.10 + 0.539 + 0.20)^2]\ 2.13$

=> $C = \$\ 9,039.22$

Costo del concreto:

$C = 3,700\ [0.529\ (0.10 + 0.539 + 0.20) + 1.0\ (0.10 + 0.539 + 0.20)^2$ –…

…$– 0.446\ (0.539 + 0.20) – 1.0\ (0.539 + 0.20)^2]\ 202.60$

=> $C = \$\ 203,761.15$

Costo total del canal:

$C = 9,039.22 + 203,761.15$ => $C = \$\ 212,800.37$

Valor presente del costo del canal:

$$VP = \frac{212,800.37}{1.10^{10}}$$ => $VP = \$\ 82,043.75$

Costo total de la primera alternativa:

$C = 260,652.53 + 82,043.75$ => $C = \$\ 342,696.28$

Segunda alternativa: construcción del canal hasta el final del período de diseño:

Canal con una capacidad de 1.60 m^3/s:

Tirante de agua:

$$1.80 = \frac{(1.8284\ y^2)\ (0.5\ y)^{2/3}\ (0.001243)^{1/2}}{0.013}$$ => $y = 0.813$ m

Base del canal:

$b = 0.8284 \times 0.813$ => $b = 0.674$ m

Área del canal:

$A = 1.8284 \times 0.813^2$ => $A = 1.2092\ m^2$

Velocidad del canal:

$$V = \frac{1.80}{1.2092} \qquad => \qquad V = 1.489 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 5.00 m/s. Base total del canal:

$$b' = 0.674 + 2 \times 0.10 \left(\sqrt{1 + 1.0^2} - 1.0\right) \qquad => \qquad b' = 0.757 \text{ m}$$

Costo de movimiento de tierra:

$$C = 3{,}7000\ [0.757\ (0.10 + 0.813 + 0.20) + 1.0\ (0.10 + 0.813 + 0.20)^2]\ 2.13$$

$$=> \qquad C = \$\ 16{,}403.73$$

Costo del concreto:

$$C = 3{,}700\ [0.757\ (0.10 + 0.813 + 0.20) + 1.0\ (0.10 + 0.813 + 0.20)^2 - \ldots$$

$$\ldots - 0.674\ (0.813 + 0.20) - 1.0\ (0.813 + 0.20)^2]\ 202.60$$

$$=> \qquad C = \$\ 279{,}033.65$$

Costo total del canal:

$$C = 16{,}403.73 + 279{,}033.65 \qquad => \qquad C = \$\ 295{,}437.38$$

La segunda es la más conveniente con un costo total de $ 295,437.38.

Pregunta Nº 9: Diseñar un canal de concreto de sección trapezoidal con talud 1.0, para conducir agua desde la captación hasta la planta de tratamiento, el trazo del canal tiene una longitud de 4,650 metros y un desnivel entre la captación y la planta de 5.80 metros. En la primera etapa debe conducir un caudal de 1.50 m^3/s y en la segunda etapa 2.20 m^3/s, cada etapa tiene un período de 10 años. Para construir el canal se tiene dos alternativas: diseñar el canal para la primera etapa, y para la segunda etapa aumentar la altura de las paredes; diseñar el canal con capacidad hasta la segunda etapa. Seleccionar la mejor alternativa. Considerar: espesor de muros = 0.10 m, costo de concreto = 202.60 $\$/m^3$, costo de movimiento de tierra = 2.13 $\$/m^3$, interés = 10%.

Solución:

El coeficiente de rugosidad para el concreto es 0.013, y un borde libre de 0.20 m. La sección será de máxima eficiencia hidráulica:

$$m = 2 \left(\sqrt{1 + 1.0^2} - 1.0\right) \qquad => \qquad m = 0.8284$$

Base del canal:

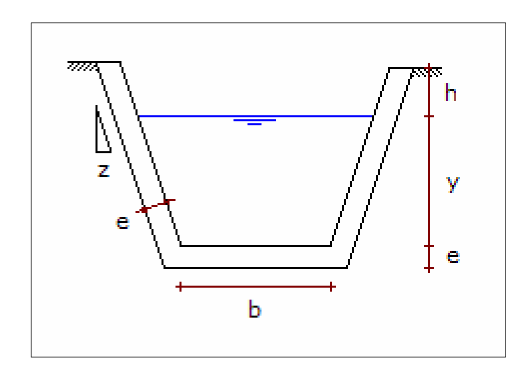
$$b = 0.8284\ y$$

Área del canal:

$$A = (0.8284 + 1.00)\ y^2 \qquad \Rightarrow \qquad A = 1.8284\ y^2$$

Perímetro del canal:

$$P = (0.8284 + 2\sqrt{1 + 1.0^2}\ )\ y \qquad \Rightarrow \qquad P = 3.6569\ y$$



Radio hidráulico:

$$R = \frac{1.8284\ y^2}{3.6569\ y} \qquad \Rightarrow \qquad R = 0.5\ y$$

Pendiente del canal:

$$S = \frac{5.80}{4{,}650} \qquad \Rightarrow \qquad S = 1.247\ ‰$$

Primera alternativa: construcción del canal por etapas:

Canal para la primera etapa, con un caudal de 1.50 m^3/s:

Tirante de agua:

$$1.50 = \frac{(1.8284\ y^2)\ (0.5\ y)^{2/3}\ (0.001247)^{1/2}}{0.013} \qquad \Rightarrow \qquad y = 0.759\ m$$

Base del canal:

$$b = 0.8284 \times 0.759 \qquad \Rightarrow \qquad b = 0.629\ m$$

Área del canal:

$$A = 1.8284 \times 0.759^2 \qquad \Rightarrow \qquad A = 1.0533\ m^2$$

Velocidad del canal:

$$V = \frac{1.50}{1.0533} \qquad \Rightarrow \qquad V = 1.424\ m/s$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 5.00 m/s. Base total del canal:

$$b' = 0.629 + 2 \times 0.10 \left(\sqrt{1 + 1.0^2} - 1.0\right) \qquad => \qquad b' = 0.712 \text{ m}$$

Costo de movimiento de tierra:

$$C = 4{,}650\ [0.712\ (0.10 + 0.759 + 0.20) + 1.0\ (0.10 + 0.759 + 0.20)^2]\ 2.13$$

$$=> \qquad C = \$\ 18{,}572.06$$

Costo del concreto:

$$C = 4{,}650\ [0.712\ (0.10 + 0.759 + 0.20) + 1.0\ (0.10 + 0.759 + 0.20)^2 - \ldots$$

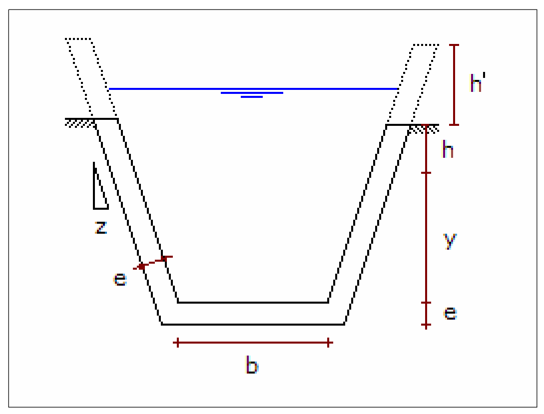
$$\ldots - 0.629\ (0.759 + 0.20) - 1.0\ (0.759 + 0.20)^2]\ 202.60$$

$$=> \qquad C = \$\ 332{,}002.67$$

Costo total del canal:

$$C = 18{,}572.06 + 332{,}002.67 \qquad => \qquad C = \$\ 350{,}574.72$$

Canal para la segunda etapa, con un caudal de 2.20 m^3/s, y aumentando la altura de las paredes. Manteniendo el ancho del canal, se determinará el tirante de agua para esta condición:



Área del canal:

$$A = 0.629\ y + y^2$$

Perímetro del canal:

$$P = 0.629 + 2\ y\ \sqrt{1 + 1.0^2} \qquad =>$$

$$P = 0.629 + 2.8284\ y$$

Aplicando la ecuación de Manning:

$$A = \left(\frac{2.200 \times 0.013}{0.001247^{1/2}}\right)^{0.60} P^{0.4} \qquad => \qquad A = 0.8811\ P^{0.4}$$

Para la solución, se asume un tirante de agua de 0.7590 m:

$$y = 0.7590$$

$P = 0.629 + 2.8284 \times 0.7590$ => $P = 2.7756$ m

$A = 0.8811 \times 2.7756^{0.4}$ => $A = 1.3255$ m^2

$1.3255 = 0.629\,y + y^2$ => $y = 0.8791$ m

Y nuevamente se empieza la iteración, los resultados obtenidos se indican en la tabla:

y	P	A	y'
0.7590	2.7756	1.3255	0.8791
0.8791	3.1151	1.3881	0.9050
0.9050	3.1885	1.4011	0.9103
0.9103	3.2036	1.4037	0.9114
0.9114	3.2066	1.4043	0.9116
0.9116	3.2072	1.4044	0.9117
0.9117	3.2073	1.4044	0.9117

El tirante de agua es 0.912 m, considerando un borde libre de 0.20 m la altura total de canal es:

$H = 0.10 + 0.912 + 0.20$ => $H = 1.212$ m

El incremento de la altura del canal es:

$h' = 1.212 - 0.10 - 0.759 - 0.20$ => $h' = 0.153$ m

Costo de la ampliación del canal, que es el costo del concreto:

$C = 4{,}650 \times 2 \times 0.10 \times 0.153 \times \sqrt{1 + 1^2} \times 202.60$ => $C = \$\ 40{,}678.85$

Valor presente de la ampliación:

$VP = \dfrac{40{,}678.85}{1.10^{10}}$ => $C = \$\ 15{,}683.46$

Costo total de la alternativa:

$C = 350{,}574.72 + 15{,}683.46$ => $C = \$\ 366{,}258.18$

Segunda alternativa: construcción del canal con capacidad hasta el final de la segunda etapa:

Canal para la segunda etapa, con un caudal de 2.20 m^3/s:

Tirante de agua:

$$2.20 = \frac{(1.8284\ y^2)\,(0.5\ y)^{2/3}\ (0.001247)^{1/2}}{0.013} \quad => \quad y = 0.876\ m$$

Base del canal:

$b = 0.8284 \times 0.876$ => $b = 0.726\ m$

Área del canal:

$A = 1.8284 \times 0.876^2$ => $A = 1.4038\ m^2$

Velocidad del canal:

$$V = \frac{2.20}{1.4038} \quad => \quad V = 1.567\ m/s$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 5.00 m/s. Base total del canal:

$b' = 0.726 + 2 \times 0.10\ (\sqrt{1 + 1.0^2} - 1.0)$ => $b' = 0.809\ m$

Costo de movimiento de tierra:

$C = 4{,}650\ [0.809\ (0.10 + 0.876 + 0.20) + 1.0\ (0.10 + 0.876 + 0.20)^2]\ 2.13$

=> $C = \$\ 23{,}124.97$

Costo del concreto:

$C = 4{,}650\ [0.809\ (0.10 + 0.876 + 0.20) + 1.0\ (0.10 + 0.876 + 0.20)^2$ –…

…– $0.726\ (0.876 + 0.20) – 1.0\ (0.876 + 0.20)^2]\ 202.60$

=> $C = \$\ 372{,}388.37$

Costo total del canal:

$C = 23{,}124.97 + 372{,}388.37$ => $C = \$\ 395{,}513.34$

De las dos alternativas, la primera alternativa es la más conveniente con un costo total de $ 366,258.18.

CAPITULO 8

LINEA DE CONDUCCION

Pregunta Nº 1: Dibuje el perfil de la tubería de conducción de diámetro "D" y valor de coeficiente de rugosidad "C" constante y que su línea de gradiente cumpla con los siguientes requisitos:

a. Que requiera: 3 válvulas de purga, 2 válvulas de aire, y 3 tramos de tubería que trabajen como canal.
b. Explique esquemáticamente como evitar los tramos como canal.

Respuesta:

De acuerdo a las características de la línea, el gráfico se muestra en la página siguiente.

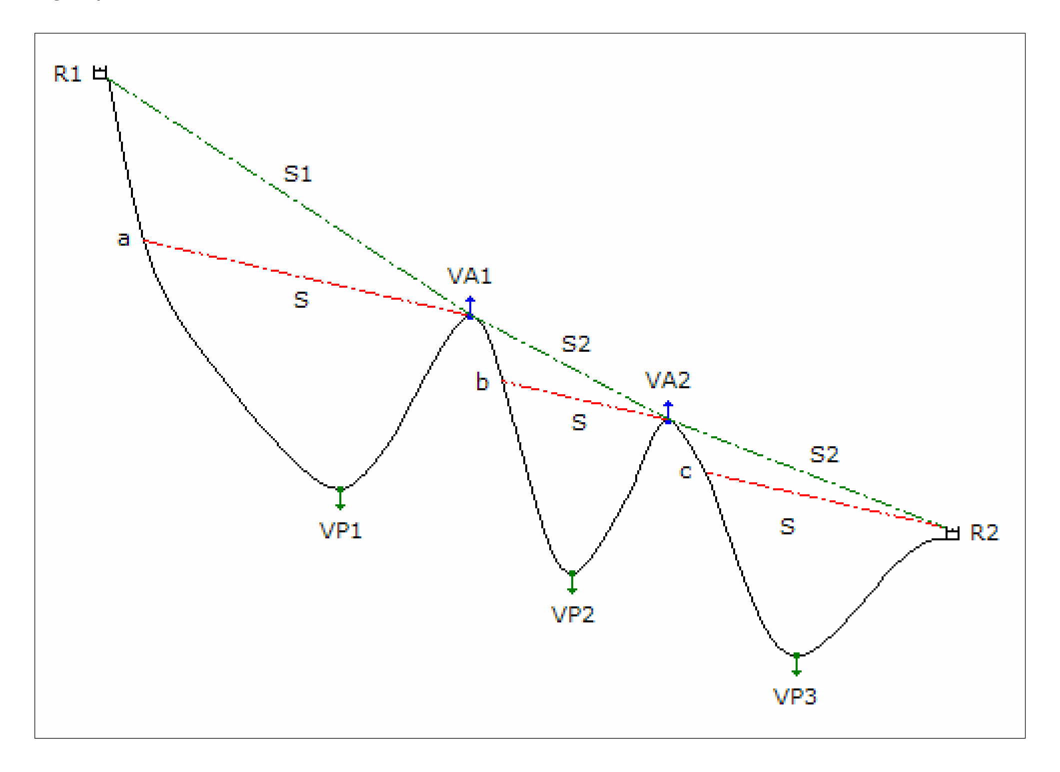
En el gráfico se detallan las tres válvulas de purga: VP1, VP2 y VP3, ubicados en los puntos bajos de la línea de conducción.

También, se muestra las dos válvulas de purga de aire: VA1 y VA2, ubicados en los puntos altos de la línea de conducción.

Como las tuberías tienen el mismo diámetro "D" y el mismo coeficiente de rugosidad "C", entonces tienen la misma gradiente hidráulica "S" que se muestra en el gráfico. También se observa que la línea de gradiente corta a la tubería en los puntos "a", "b" y "c" y de estos puntos hacia el reservorio R1, VA1 y VA2 la línea trabaja como canal, en el resto de los tramos trabaja a presión.

Para evitar que algunos tramos de la línea de conducción trabajen como canal, se tiene que diseñar la línea con las gradientes S1, S2 y S3; para ello se tendrá que utilizar toda la carga disponible en la pérdida de carga, lo más probable es que se

tenga que recurrir a tuberías en serie.



Pregunta Nº 2: Explique brevemente cinco criterios que deben tenerse en cuenta para el diseño de líneas de conducción.

Respuesta:

Criterios a tenerse en cuenta para el diseño de una línea de conducción:

- Tipo de tubería: la elección de la tubería esta en función del tipo de suelo donde estará ubicada la línea, si se instalará en forma visible o enterrada, si existe nivel freático, si el terreno es rocoso, costo de instalación, etc. Seleccionada la tubería se esta definiendo el coeficiente de rugosidad o la rugosidad absoluta.

- Clase de tubería: la clase de tubería esta en función de la presión que soportará durante la operación de la línea, también se debe tener en cuenta la presión estática que soportará cuando no esta en operación. De acuerdo al tipo de tubería, se tienen diferentes clases de presión.

- Diámetro de la tubería: los diámetros de las tuberías están normalizados de acuerdo al tipo de material, para determinar el diámetro de la línea se tiene que seleccionar entre los diámetros comerciales que satisfacen las condiciones

hidráulicas de la línea.

- Carga hidráulica disponible: la carga hidráulica disponible es energía potencial que dispone la línea, y es la diferencia entre la cota de inicio de la línea y la cota de descarga, de acuerdo a la unidad operacional donde empieza o termina se debe definir la cota respectiva.

- Velocidad: la velocidad del fluido en la línea debe estar comprendida entre un valor mínimo y un valor máximo, el valor mínimo es para disminuir la sedimentación de sólidos que pueda llevar el agua y el valor máximo es para evitar erosión o cavitación en la línea.

Pregunta Nº 3: ¿Qué criterios debe tenerse en cuenta para colocar en una línea de conducción válvula de purga de aire, válvulas de purga, y caja rompe presión?

Respuesta:

Los criterios a tener en cuenta son los siguientes:

- Válvula de purga de aire: para eliminar el aire acumulado en la tubería se instala las válvulas de aire en los puntos altos de la línea porque allí se acumula el aire, y el diámetro de la válvula estará en función del diámetro de la línea.

- Válvula de purga: para evacuar los sedimentos acumulados en la tubería se instala las válvulas de purga en los puntos bajos de la línea ya que allí se acumula los sedimentos, y el diámetro de la válvula estará en función del diámetro de la línea.

- Caja rompe presión: cuando un tramo de la línea, que esta operando como un canal, en algún momento puede llegar a tener una presión de trabajo superior a la clase de tubería ocasionado falla en la línea, en esta condición se instala cajas rompe presión para garantizar una presión máxima de operación menor a la clase de tubería, con lo cual se garantiza la operación normal de la línea por presión.

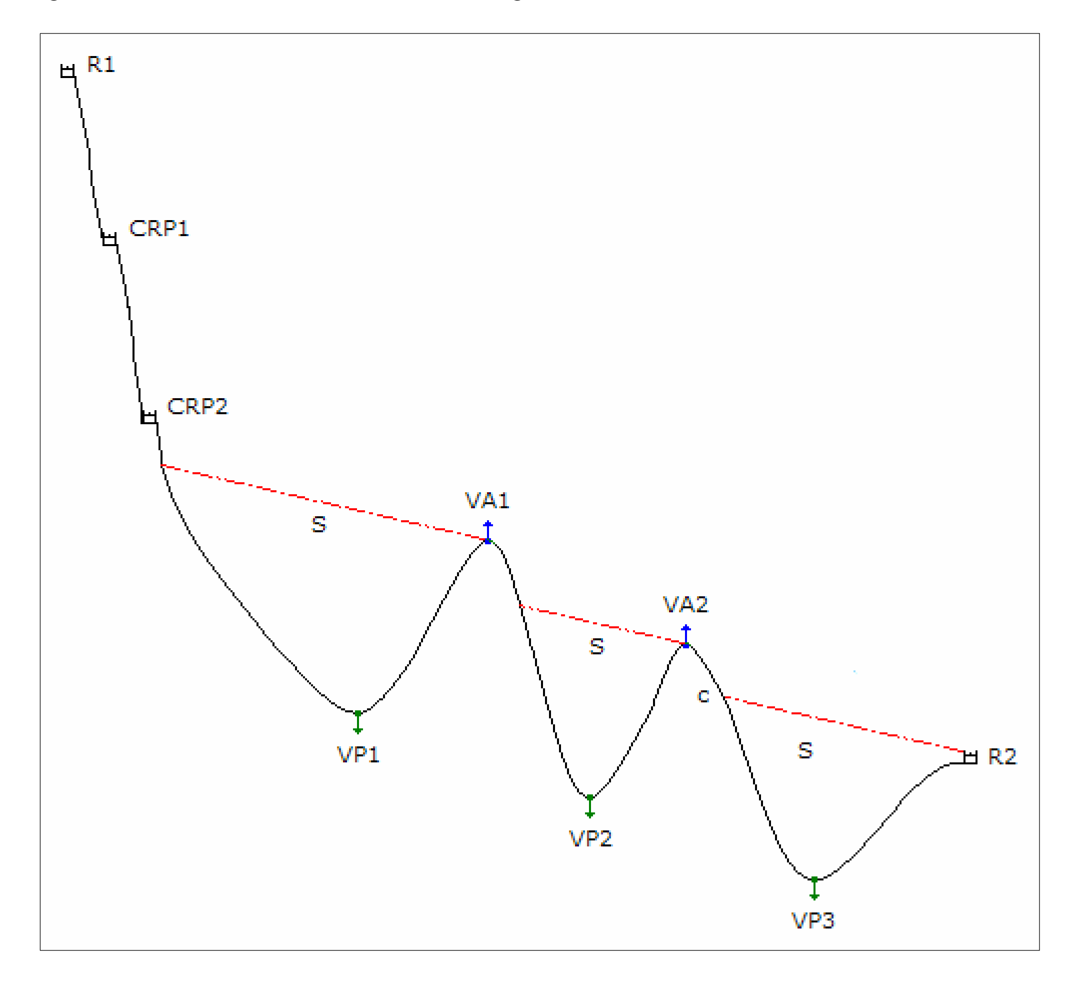
Pregunta Nº 4: Dibujar una línea de conducción con su respectiva línea de gradiente, de tal manera que tenga tres válvulas de purga de aire, dos válvulas de purga y dos cámaras rompe presión.

Respuesta:

De acuerdo a las características de la línea, el gráfico se muestra en la página siguiente:

En el gráfico se detallan las tres válvulas de purga: VP1, VP2 y VP3, ubicados en los puntos bajos de la línea de conducción. También, se muestra las dos válvulas de purga de aire: VA1 y VA2, ubicados en los puntos altos de la línea de conducción.

Asumiendo que las tuberías tienen el mismo diámetro “D” y el mismo coeficiente de rugosidad “C”, entonces tienen la misma gradiente hidráulica “S”.



También, se muestra las dos cajas rompe presión: CRP1 y CRP2, ubicados en los puntos indicados que permiten proteger la tubería contra un incremento de presión que supere la clase de la tubería.

Pregunta Nº 5: ¿Qué análisis técnico económico se debería realizar en una línea de conducción, que une una planta de tratamiento con un reservorio, para evitar las pérdidas por rebose en el reservorio?

Respuesta:

Las alternativas que se pueden plantear para evitar la pérdida de agua por el rebose del reservorio son las siguientes:

- Primera alternativa: considerar un operador en el reservorio con un sistema de comunicación, radio o teléfono, para que avise al operador de la planta para que cierre la salida de agua de la planta. Los costos son: clase de la tubería con la gradiente de operación, operador en el reservorio, sistema de comunicación.

- Segunda alternativa: instalar una válvula de altitud en el reservorio para que se cierre en forma automática cuando el agua llega al nivel máximo y se abra cuando alcance un nivel mínimo en el reservorio. Los costos son: clase de la tubería con la gradiente cero cuando se cierra el ingreso al reservorio y la línea queda presurizada con la máxima presión, y la válvula de altitud.

- Tercer alternativa: automatizar con un sistema eléctrico para que con un control de nivel en el reservorio se cierre en forma automática la salida de agua de la planta, y se abra cuando el agua alcance un nivel mínimo en el reservorio. Los costos son: clase de tubería con la gradiente de operación, sistema automático con instalación eléctrica para control de nivel de agua en el reservorio y cierre a la salida de la planta.

El análisis técnico económico definirá la mejor alternativa.

Pregunta Nº 6: Esquematice una línea de conducción de varios tramos, que tenga las siguientes condiciones: un tramo que trabaje totalmente a presión, que tenga dos cajas rompe presión, cuatro válvulas de purga, y una válvula de aire.

Respuesta:

El gráfico de la línea de conducción con las características indicadas se muestra en la siguiente página.

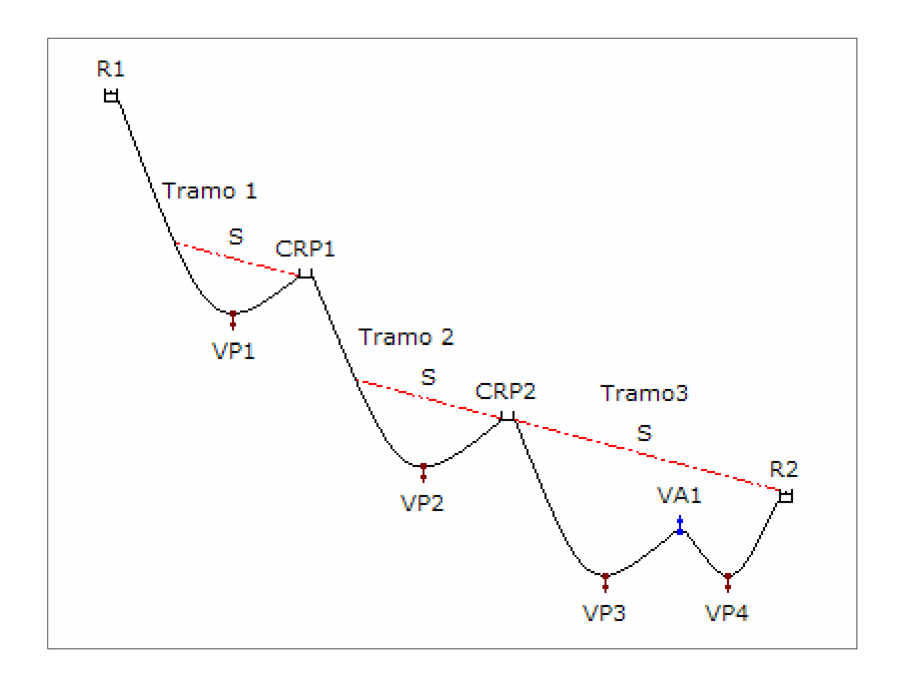
Asumiendo que las tuberías tienen el mismo diámetro "D" y el mismo coeficiente de rugosidad "C", y conduciendo el mismo caudal, entonces tienen la misma gradiente hidráulica "S".

La línea de conducción tiene tres tramos, el primero y el segundo están operando como canal y a presión, y en el tercer tramo la línea esta operando totalmente a presión.

En el gráfico se detallan las dos cajas rompe presión, CRP1 y CRP2, ubicados en los puntos que permitan proteger la tubería de un incremento de presión que supere la clase de la tubería.

También se muestra las cuatro válvulas de purga: VP1, VP2 y VP3, ubicados en los puntos bajos de la línea de conducción.

También, se muestra la válvula de purga de aire: VA1, ubicada en el punto alto de la línea de conducción.



Pregunta Nº 7: Se desea ampliar la capacidad de una línea de conducción existente de fierro fundido de 10” de diámetro y 1,250 m de longitud, la máxima carga disponible es 24.50 m, y la demanda futura es 121 lps. Determinar la solución técnica económica considerando que el costo de la tubería de asbesto cemento por metro es: 1.21 $D^{1.46}$.

<u>Solución</u>:

Para la tubería de asbesto cemento se considera un coeficiente de rugosidad de 140. Capacidad máxima de la línea conducción existente y la velocidad, con un coeficiente de rugosidad de 100 para la tubería de fierro fundido:

$$24.50 = 1741 \frac{1{,}250\ Q^{1.85}}{10^{4.87} \times 100^{1.85}} \qquad => \qquad Q = 90.69 \text{ lps}$$

$$V = \frac{4 \times 0.09069}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \qquad => \qquad V = 1.790 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 3.50 m/s. El caudal de conducción para la tubería paralela es:

$$Q = 121.00 - 90.69 \qquad => \qquad Q = 30.31 \text{ lps}$$

Diámetro de la línea paralela:

$$24.50 = 1741 \frac{1{,}250 \text{ x } 30.31^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad D = 5.80”$$

Se puede utilizar tubería en serie de 6” y 4” de diámetro, verificando las velocidades:

$$V_{6"} = \frac{4 \text{ x } 0.03031}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 6)^2} \quad => \quad V_{6"} = 1.662 \text{ m/s}$$

$$V_{4"} = \frac{4 \text{ x } 0.03031}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 4)^2} \quad => \quad V_{4"} = 3.739 \text{ m/s}$$

La velocidad en la tubería de 4” de diámetro es mayor a 3.50 m/s, entonces no se puede utilizar tuberías en serie. El diámetro de la tubería paralela es 6” y el costo es:

$$C = 1{,}250 \text{ x } 1.21 \text{ x } 6^{1.46} \quad => \quad C = \$\ 20{,}691.70$$

Otra alternativa es utilizar tubería en paralelo parcialmente en la línea, es decir un primer tramo estaría conformado por la tubería de 10” de diámetro, y un segundo tramo estaría conformado por dos tuberías paralelas, de 10” y de otro diámetro. Primero debe verificarse si en el tramo de 10” hay una velocidad adecuada:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.121}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 10)^2} \quad => \quad V = 2.388 \text{ m/s}$$

La velocidad es menor a 3.50 m/s, entonces puede conducir el caudal total.

El coeficiente de rugosidad equivalente donde se instalara tuberías en paralelas es:

$$Ceq = \frac{100 + 140}{2} \quad => \quad Ceq = 120$$

Considerando una tubería parcialmente paralela de 10” de diámetro:

El diámetro equivalente de las tuberías en paralelo:

$$120 \text{ Deq}^{2.63} = 100 \text{ x } 10^{2.63} + 140 \text{ x } 10^{2.63} \quad => \quad Deq = 13.02”$$

Longitud de cada tubería:

$$1741 \frac{120^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 100^{1.85}} L_{10"} + 1741 \frac{120^{1.85}}{13.02^{4.87} \text{ x } 120^{1.85}} L_{eq} = 24.50$$

$$0.03291\ L_{10"} + 0.00651\ L_{eq} = 24.50 \quad \text{y} \quad L_{10"} + L_{eq} = 1{,}250$$

Resolviendo:

$L_{10"} = 619.94$ m y $L_{eq} = 630.06$ m

Se requiere tubería paralela de 10" de diámetro con una longitud de 630.06 m. Los caudales en las tuberías paralelas:

$$1741 \frac{630.06 \text{ x } Q_{Ex}^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 100^{1.85}} = 1741 \frac{630.06 \text{ x } Q_{10"}^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$

$Q_{Ex} = 0.714286\, Q_{10"}$ y $Q_{Ex} + Q_{10"} = 121.00$

Resolviendo:

$Q_{Ex} = 50.42$ lps y $Q_{10"} = 70.58$ lps

Velocidades en las tuberías:

$$V_{Ex} = \frac{4 \text{ x } 0.05042}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 10)^2} \quad => \quad V_{Ex} = 0.995 \text{ m/s}$$

$$V_{10"} = \frac{4 \text{ x } 0.07058}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 10)^2} \quad => \quad V_{10"} = 1.393 \text{ m/s}$$

Las velocidades son adecuadas porque son menores de 3.50 m/s. El costo de la tubería paralela es:

$$C = 630.06 \text{ x } 1.21 \text{ x } 10^{1.46} \quad => \quad C = \$\ 21{,}986.99$$

Considerando una tubería parcialmente paralela de 8" de diámetro, los resultados de los cálculos son:

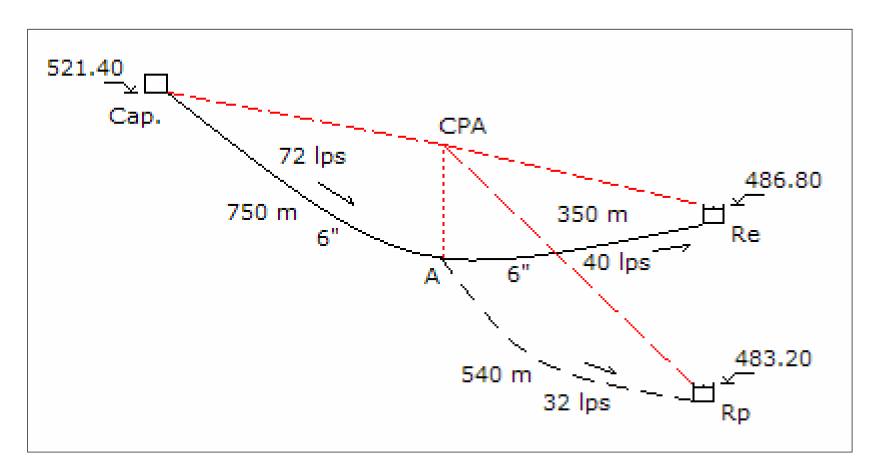
- Diámetro equivalente de las tuberías en paralelo	11.61"
- Longitud de la tubería de 10" de diámetro	478.95 m
- Longitud de la tubería equivalente	771.05 m
- Caudal en la tubería existente de 10"	68.05 lps
- Caudal en la tubería paralela de 8"	52.95 lps
- Velocidad en la tubería existente de 10"	1.343 m/s
- Velocidad en la tubería paralela de 8"	1.633 m/s
- Costo de la tubería	$ 19,425.79

La solución técnica económica es instalar una tubería paralela, parcialmente a la tubería existente, de 8" de diámetro con una longitud de 771.05 m, y con un costo de $ 19,425.79.

Pregunta Nº 8: La línea de conducción existente entre la captación y el reservorio es de asbesto cemento, con un diámetro de 6" y 1,100 m de longitud, la cota de salida de la captación es 521.40 m y llega al reservorio con 486.80 m. El estudio de ampliación del sistema de agua potable ha ubicado otro reservorio con una cota de ingreso de 483.20 m, para lo cual se tiene que hacer una derivación de la tubería existente, a 350 m del reservorio existente, con una línea de 540 m. Debe conducirse al reservorio existente y proyectado 40 y 32 lps, respectivamente. Determinar una solución técnica.

Solución:

Para la tubería de asbesto cemento, existente y proyectada, se considerará un coeficiente de rugosidad de 140. En el siguiente detalle se muestra la ubicación de la captación y los reservorios:



Para el tramo del punto A al reservorio existente:

Considerando que se empleará solo la tubería existente. Pérdida de carga en la descarga en el reservorio y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.040}{\pi \times (0.0254 \times 6)^2} \quad => \quad V = 2.193 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 2.193^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.225 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741 \frac{350 \times 40^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 9.744 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

$CPA = 486.80 + 1.225 + 9.744$ => $CPA = 497.770$ m

Para el tramo proyectado desde el punto A hasta el reservorio proyectado:

Carga disponible para el reservorio proyectado:

$H = 497.770 – 483.20$ => $H = 14.570$ m

Diámetro, con la pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio:

$$14.570 = 1741 \frac{540 \text{ x } 32^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.032^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (0.0254 \text{ x } D)^4}$$

$f(D) = 61{,}289.08\ D^{-4.87} + 1{,}016.38\ D^{-4} – 14.570$

$f'(D) = – 298{,}477.84\ D^{-5.87} – 4{,}065.52\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
5.548	1.072	-13.562	0.079	5.627
5.627	0.044	-12.941	0.003	5.630
5.630	0.006	-12.452	0.001	5.631
5.631	-0.006	-12.439	0.000	5.631

Se puede utilizar tuberías en serie de 6" y 4" de diámetro, verificando velocidades:

$$V_{6"} = \frac{4 \text{ x } 0.032}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 6)^2}$$ => $V_{6"} = 1.754$ m/s

$$V_{4"} = \frac{4 \text{ x } 0.032}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 4)^2}$$ => $V_{4"} = 3.947$ m/s

La velocidad en la tubería de 4" de diámetro es mayor a 3.50 m/s, entonces no se puede utilizar tuberías en serie y el diámetro de la línea será de 6". La pérdida de carga por accesorios en la descarga y la pérdida de carga en la tubería son:

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 1.754^2}{2 \text{ x } 9.81}$$ => $hfa = 0.784$ m

$$hf = 1741 \frac{540 \text{ x } 32^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => $hf = 9.949$ m

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 483.20 + 0.784 + 9.949 => CPA = 493.933 m

Esta cota piezométrica es menor a la encontrada anteriormente, entonces se tiene que corregir el tramo del punto A al reservorio existente, para lo cual se pondrá una tubería paralela a la existente. Considerando que la tubería de descarga en el reservorio se mantiene, la pérdida de carga por accesorios es 1.225 m.

Carga disponible:

H = 493.933 – 1.225 – 486.60 => H = 6.108 m

Diámetro de la línea:

$$6.108 = 1741 \frac{350 \text{ x } 40^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \qquad \Rightarrow \qquad D = 6.60''$$

Como existe tubería de 6”, el diámetro de la tubería paralela es:

$$6.60^{2.63} = 6^{2.63} + D^{2.63} \qquad \Rightarrow \qquad D = 3.73''$$

La tubería paralela será de 4” de diámetro. Los caudales en las tuberías paralelas:

$$1741 \frac{350 \text{ x } Q_{6"}^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} = 1741 \frac{350 \text{ x } Q_{4"}^{1.85}}{4^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$

$Q_{6"} = 2.907692\ Q_{4"}$ y $Q_{6"} + Q_{4"} = 40.00$

Resolviendo:

$Q_{6"} = 29.76$ lps y $Q_{4"} = 10.24$ lps

Velocidades en las tuberías:

$$V_{6"} = \frac{4 \text{ x } 0.02976}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 6)^2} \qquad \Rightarrow \qquad V_{6"} = 1.632 \text{ m/s}$$

$$V_{4"} = \frac{4 \text{ x } 0.01024}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 4)^2} \qquad \Rightarrow \qquad V_{4"} = 1.263 \text{ m/s}$$

Las velocidades son adecuadas porque son menores de 3.50 m/s. El diámetro equivalente es:

$Deq^{2.63} = 6^{2.63} + 4^{2.63}$ => $Deq = 6.71"$

Pérdida de carga en la tubería:

$$hf = 1741 \frac{350 \text{ x } 40^{1.85}}{6.71^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => hf = 5.634 m

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 486.80 + 1.225 + 5.634 => CPA = 493.660 m

Esta cota es menor a la originada por el reservorio proyectado, entonces se debe modificar la cota de descarga, esta será:

Cota = 493.660 – 0.784 – 9.949 => Cota = 482.927 m

La cota de descarga del reservorio proyectado de 483.20 m se tiene que disminuir en 0.273 m.

Para el tramo desde la captación hasta el punto A:

Carga disponible para la tubería existente:

H = 521.40 – 493.660 => H = 27.740 m

Máxima capacidad de la línea y velocidad en la tubería existente:

$$27.740 = 1741 \frac{750 \text{ x } Q^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => Q = 46.64 lps

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.04664}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 6)^2}$$ => V = 2.557 m/s

Caudal en la tubería paralela:

Q = 72.00 – 46.64 => Q = 25.36 lps

Diámetro de la tubería paralela:

$$27.740 = 1741 \frac{750 \text{ x } 25.36^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => D = 4.76"

El diámetro de la tubería es 6", y su velocidad:

$$V = \frac{4 \times 0.02536}{\pi \times (0.0254 \times 6)^2} \qquad => \qquad V = 1.390 \text{ m/s}$$

Pregunta Nº 9: Para varias líneas de conducción se necesitan las siguientes tuberías: 450 m de 16" de diámetro, 980 m de 14" de diámetro, y 720 m de 12" de diámetro; se dispone en cantidades suficientes tuberías de 8" y 10" de diámetro. ¿Cuál sería el mínimo costo de este reemplazo? Costo de la tubería = 1.21 $D^{1.46}$.

Solución:

Se reemplazará las tuberías requeridas por las disponibles manteniendo la capacidad hidráulica, se debe determinar el número de tuberías paralelas de cada diámetro.

Para los 450 m de 16":

Considerando "m" tuberías de 8" y "n" tuberías de 10":

$16^{2.63} = m \times 8^{2.63} + n \times 10^{2.63}$

Para m = 0, las paralelas de tubería de 10" son:

$16^{2.63} = 0 \times 8^{2.63} + n \times 10^{2.63}$ => n = 3.44

Se necesita 4 tuberías paralelas de 10", el costo es:

$C = 4 \times 450 \times 1.21 \times 10^{1.46}$ => C = $ 62,814.21

Variando los valores de "m" para encontrar los valores de "n" en la ecuación de equivalencia de tuberías, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

m	n	n	Costo m ($)	Costo n ($)	Total ($)
0	3.44	4	0	62,814.21	62,814.21
1	2.88	3	11,337.29	47,110.65	58,447.94
2	2.33	3	22,674.58	47,110.65	69,785.23
3	1.77	2	34,011.87	31,407.10	65,418.97
4	1.22	2	45,349.16	31,407.10	76,756.26
5	0.66	1	56,686.45	15,703.55	72,390.00
6	0.11	1	68,023.74	15,703.55	83,727.29
7	-0.45	0	79,361.03	0	79,361.03

La solución de menor costo es 1 de 8" y 3 de 10", con un costo total de $ 58,447.94.

Para los 980 m de 14":

Considerando “m” tuberías de 8” y “n” tuberías de 10”:

$14^{2.63} = m \times 8^{2.63} + n \times 10^{2.63}$

Para m = 0, las paralelas de tubería de 10” son:

$14^{2.63} = 0 \times 8^{2.63} + n \times 10^{2.63}$ => $n = 2.42$

Se necesita 3 tuberías paralelas de 10”, el costo es:

$C = 3 \times 980 \times 1.21 \times 10^{1.46}$ => C = $ 102,596.54

Variando los valores de “m” para encontrar los valores de “n” en la ecuación de equivalencia de tuberías, los resultados se indican en la siguiente tabla:

m	n	n	Costo m ($)	Costo n ($)	Total ($)
0	2.42	3	0	102,596.54	102,596.54
1	1.87	2	24,690.10	68,397.69	93,087.79
2	1.31	2	49,380.20	68,397.69	117,777.89
3	0.75	1	74,070.30	34,198.85	108,269.15
4	0.20	1	98,760.40	34,198.85	132,959.25
5	-0.36	0	123,450.49	0	123,450.49

La solución de menor costo es 1 de 8” y 2 de 10”, con un costo total de $ 93,087.79.

Para los 720 m de 12”:

Considerando “m” tuberías de 8” y “n” tuberías de 10”:

$12^{2.63} = m \times 8^{2.63} + n \times 10^{2.63}$

Para m = 0, las paralelas de tubería de 10” son:

$12^{2.63} = 0 \times 8^{2.63} + n \times 10^{2.63}$ => $n = 1.62$

Se necesita 2 tuberías paralelas de 10”, el costo es:

$C = 2 \times 720 \times 1.21 \times 10^{1.46}$ => C = $ 50,251.36

Variando los valores de “m” para encontrar los valores de “n” en la ecuación de equivalencia de tuberías, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

m	n	n	Costo m ($)	Costo n ($)	Total ($)
0	1.62	2	0	50,251.36	50,251.36
1	1.06	2	18,139.66	50,251.36	68,391.02

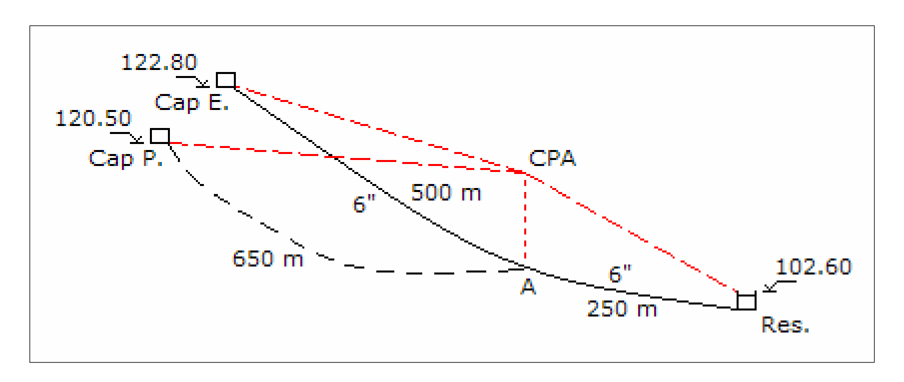
2	0.50	1	36,279.33	25,125.68	61,405.01
3	-0.05	0	54,418.99	0	54,418.99

La solución de menor costo es 2 paralelas de 10", con un costo de $ 50,251.36.

Pregunta 10: De una captación con cota 122.80 m existe una línea de conducción hasta un reservorio apoyado, de cota de ingreso 102.60 m, de 750 m de longitud y 6" de diámetro. Para aumentar la oferta se construye otra captación con cota 120.50 m y se lleva la tubería con un trazo de 650 m hasta empalmar con la línea existente a 250 m antes de llegar al reservorio. Si la captación existente tiene un rendimiento de 32 lps y la proyectada un rendimiento de 35 lps. Diseñar las líneas de conducción para estas nuevas condiciones aprovechando al máximo la carga disponible.

Solución:

Para un coeficiente de rugosidad de 140 en las tuberías. El grafico del sistema es:



Tramo de la captación existente hasta el punto A:

Considerando el diámetro de la tubería existente, la velocidad y pérdida de carga:

$$V = \frac{4 \times 0.032}{\pi \times (0.0254 \times 6)^2} \quad => \quad V = 1.754 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741 \frac{500 \times 32^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 9.212 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 122.80 – 9.212 => CPA = 113.588 m

Tramo del punto A al reservorio:

Carga disponible:

$H = 113.588 - 102.60$ => $H = 10.988$ m

Diámetro, considerando la pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$10.988 = 1741 \frac{250 \text{ x } 67^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.067^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (0.0254 \text{ x } D)^4}$$

$f(D) = 111{,}337.20\ D^{-4.87} + 4{,}455.60\ D^{-4} - 14.570$

$f'(D) = -542{,}212.17\ D^{-5.87} - 17{,}822.39\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
6.646	2.280	-9.424	0.242	6.888
6.888	0.220	-7.674	0.029	6.917
6.917	0.000	-7.491	0.000	6.917

El diámetro de la tubería paralela será:

$6.92^{2.63} = 6^{2.63} + D^{2.63}$ => D = 4.44"

Se pondrá una tubería paralela de 6" de diámetro. Además, se debe cambiar la tubería de ingreso al reservorio por una tubería de 8" de diámetro.

Pérdida de carga por accesorios en la línea de descarga en el reservorio:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.067}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 8)^2}$$ => V = 2.066 m/s

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 2.066^2}{2 \text{ x } 9.81}$$ => hfa = 1.088 m

Diámetro equivalente del tramo del punto A al reservorio:

$D^{2.63} = 6^{2.63} + 6^{2.63}$ => D = 7.81"

Pérdida de carga en el tramo del punto A al reservorio:

$$hf = 1741 \frac{250 \text{ x } 67^{1.85}}{7.81^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => hf = 5.008 m

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 102.60 + 1.088 + 5.008 => CPA = 108.696 m

Esta cota es menor que la originada por la captación existente al punto A, de 113.588 m, lo que indica que dicho tramo tiene una carga disponible, y parte esta operando como canal y parte a presión.

Tramo de la captación proyectada al punto A:

Carga disponible:

H = 120.50 – 108.696 => H = 11.804 m

Diámetro:

$$11.804 = 1741 \frac{650 \text{ x } 35^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad D = 6.23''$$

Para aprovechar toda la carga disponible se utilizará tubería en serie de 6” y 8”, verificando las velocidades:

$$V_{8''} = \frac{4 \text{ x } 0.035}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 8)^2} \quad => \quad V_{8''} = 1.079 \text{ m/s}$$

$$V_{6''} = \frac{4 \text{ x } 0.035}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 6)^2} \quad => \quad V_{6''} = 1.919 \text{ m/s}$$

Las velocidades son adecuadas menores a 3.50 m/s. La longitud de cada tubería:

$$1741 \frac{35^{1.85}}{8^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{8''} + 1741 \frac{35^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{6''} = 11.804$$

0.00536 $L_{8''}$ + 0.02175 $L_{6''}$ = 11.804 y $L_{8''}$ + $L_{6''}$ = 650

Resolviendo:

$L_{8''}$ = 142.24 m y $L_{6''}$ = 507.76 m

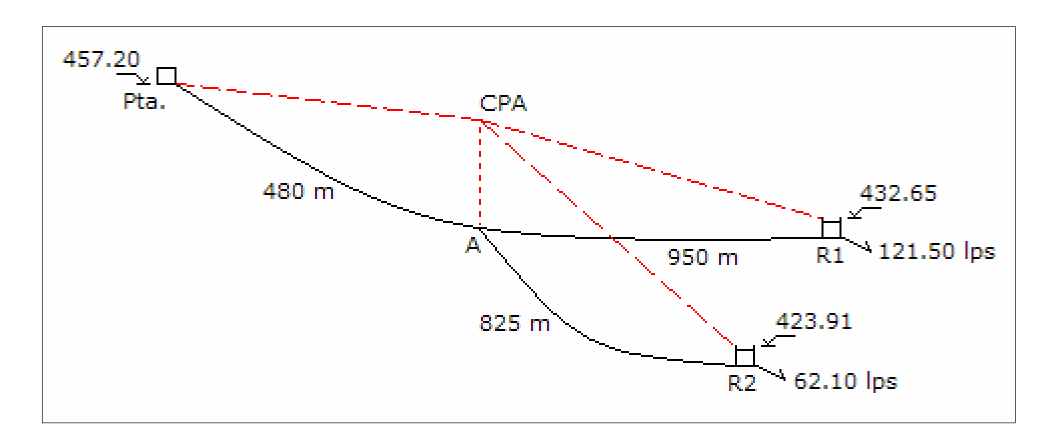
Se requiere 142.24 y 507.76 m de 8” y 6” de diámetro, respectivamente.

Pregunta Nº 11: Diseñar una línea de conducción desde la planta de tratamiento, cota de salida 457.20 m, hasta dos reservorios R1 y R2. Se dispone de las siguientes

tuberías de asbesto cemento: 1,050 m de 10", 400 m de 6" y 1,500 m de 8". De la planta el trazo tiene 480 m hasta un punto donde parten dos líneas, la primera de 950 m llega a R1 en la cota de 432.65 m y la segunda de 825 m llega a R2 en la cota 423.91 m. Los reservorios R1 y R2 abastecen a sus zonas de influencia 121.50 y 62.10 lps, respectivamente.

Solución:

Considerando que las tuberías tienen un coeficiente de rugosidad de 140. El gráfico del sistema es.



Caudales para cada reservorio:

$$Q1 = \frac{1.3 \text{ x } 121.50}{1.8} \quad => \quad Q1 = 87.75 \text{ lps}$$

$$Q2 = \frac{1.3 \text{ x } 62.10}{1.8} \quad => \quad Q2 = 44.85 \text{ lps}$$

Análisis del tramo del punto A al reservorio R2:

Altura mínima disponible:

$$H = 432.65 - 423.91 \quad => \quad H = 8.74 \text{ m}$$

Diámetro considerando las pérdidas por accesorios en el ingreso del reservorio:

$$8.74 = 1741 \frac{825 \text{ x } 44.85^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.04485^{2}}{9.81 \text{ x } \pi^{2} \text{ x } (0.0254 \text{ D})^{4}}$$

$$f(D) = 174{,}854.33 \text{ D}^{-4.87} + 1{,}996.55 \text{ D}^{-4} - 8.74$$

$f'(D) = -851{,}540.57\ D^{-5.87} - 7{,}986.22\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
7.642	0.584	-5.875	0.099	7.741
7.741	0.024	-5.451	0.004	7.745
7.745	0.002	-5.435	0.000	7.745

El diámetro a instalar deber ser menor a 7.745". Se puede instalar en todo el tramo tubería de 6" de diámetro, pero solo se dispone de 400 m. Se empleará tubería de 6" y 8" de diámetro en serie con longitudes de 400 y 425 m, respectivamente, y en la descarga se instalará tubería de 6". Las pérdidas de cargas son:

$$V = \frac{4 \times 0.04485}{\pi \times (0.0254 \times 6)^2} \quad => \quad V = 2.459 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 2.459^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.541 \text{ m}$$

$$hf_{6"} = 1741 \frac{400 \times 44.85^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf_{6"} = 13.762 \text{ m}$$

$$hf_{8"} = 1741 \frac{425 \times 44.85^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf_{8"} = 3.602 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto A:

$$CPA = 423.91 + 1.541 + 13.762 + 3.602 \quad => \quad CPA = 442.815 \text{ m}$$

Análisis del tramo del punto A al reservorio R1:

Carga disponible:

$$H = 442.815 - 432.65 \quad => \quad H = 10.165 \text{ m}$$

Diámetro máximo considerando las pérdidas por accesorios al ingreso:

$$10.165 = 1741 \frac{950 \times 87.75^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.08775^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254\ D)^4}$$

$f(D) = 696{,}935.67\ D^{-4.87} + 7{,}642.77\ D^{-4} - 10.165$

$f'(D) = -3'394{,}076.71\ D^{-5.87} - 30{,}571.07\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
9.841	0.815	-5.361	0.152	9.993
9.993	0.035	-4.904	0.007	10.000
10.000	0.001	-4.884	0.000	10.000

Se instalará en el tramo una tubería de 10" de diámetro, las pérdidas de cargas son:

$$V = \frac{4 \times 0.08775}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \quad => \quad V = 1.732 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.732^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 0.764 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{950 \times 87.75^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 9.401 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 432.65 + 0.764 + 9.401 => CPA = 442.815 m

Análisis del tramo de la planta al punto A:

Carga disponible:

H = 457.20 – 442.815 => H = 14.385 m

Diámetro del tramo:

$$14.385 = 1741 \frac{480 \times 132.60^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad D = 9.32"$$

La tubería que queda disponible es de 8", entonces se puede poner dos tuberías paralelas, y el diámetro equivalente es:

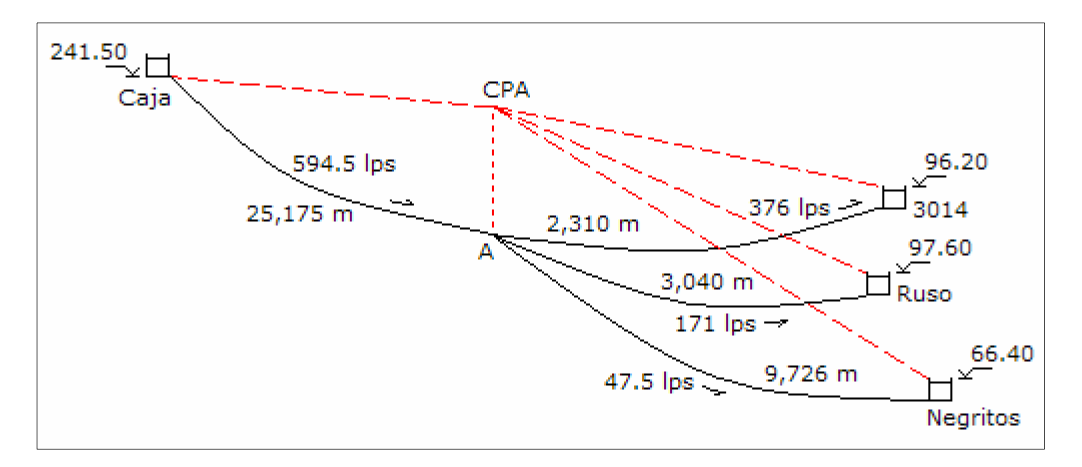
$D^{2.63} = 8^{2.63} + 8^{2.63}$ => D = 10.41"

Finalmente las tuberías y diámetros utilizados son: 950 m de 10", 1,385 m de 8", y 400 m de 6".

Pregunta Nº 12: El sistema del Eje Paita-Talara considera en su último tramo una línea de conducción de 25,175 m, de la cual se ramifica a los reservorios 3014, Ruso y Negritos con líneas de conducción de 2,310, 3,040, y 9,726 m, respectivamente; las cotas de llegada son 96.20, 97.60, y 66.40 m, respectivamente; y los caudales de conducción deben ser 376, 171 y 47.50 lps, respectivamente. Diseñar las líneas de conducción con tubería de hierro fundido dúctil sin considerar cajas rompe presión, tubería en serie, válvula reductora de presión; para los diámetros seleccionados cuales son los caudales que se conducen a cada reservorio. Cota de salida de la caja al inicio de la línea, 241.50 m.

Solución:

Se considera un coeficiente de rugosidad de 130 para todas las tuberías. El esquema de las líneas se muestra en el siguiente gráfico:



La cota piezométrica del punto A debe ser mayor que la cota de descarga del reservorio 3014, con esto se garantiza los flujos a los reservorios, entonces la pérdida de carga del reservorio Negritos debe ser mayor que la diferencia de cotas de descarga del reservorio 3014 y Negritos.

Análisis del tramo del punto A al reservorio Negritos:

Altura disponible:

H > 96.20 – 66.40 => H > 29.80 m

Diámetro mínimo considerando las pérdidas por accesorios en la descarga en el reservorio:

$$29.80 = 1741 \frac{9{,}726 \text{ x } 47.50^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 130^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.04750^{2}}{9.81 \text{ x } \pi^{2} \text{ x } (0.0254\ D)^{4}}$$

$f(D) = 2'629,184.19\ D^{-4.87} + 2,239.46\ D^{-4} - 29.80$

$f'(D) = -\ 12'804,127.01\ D^{-5.87} - 8,957.19\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
10.364	0.193	-14.077	0.014	10.378
10.378	-0.003	-13.966	0.000	10.378

El diámetro en el tramo y en la descarga será de 10". La pérdida de carga en la descarga y en la línea es:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.04750}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 10)^2} \qquad \Rightarrow \qquad V = 0.937 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 0.937^2}{2 \text{ x } 9.81} \qquad \Rightarrow \qquad hfa = 0.224 \text{ m}$$

$$hf = 1741\ \frac{9,726 \text{ x } 47.50^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 130^{1.85}} \qquad \Rightarrow \qquad hf = 35.467 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto A:

$CPA = 66.40 + 0.224 + 35.467 \qquad \Rightarrow \qquad CPA = 102.091$ m

Análisis del tramo del punto A al reservorio Ruso:

Altura disponible:

$H = 102.091 - 97.60 \qquad \Rightarrow \qquad H = 4.491$ m

Diámetro considerando las pérdidas de carga por accesorios al ingreso del reservorio:

$$4.491 = 1741\ \frac{3,040 \text{ x } 171^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 130^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.171^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (0.0254\ D)^4}$$

$f(D) = 8'788,605.23\ D^{-4.87} + 29,023.42\ D^{-4} - 4.491$

$f'(D) = -\ 42'800,507.48\ D^{-5.87} - 116,093.68\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f’(D)	-f(D)/f’(D)	D’
19.584	0.197	-1.157	0.171	19.755
19.755	0.005	-1.100	0.004	19.759
19.759	0.000	-1.099	0.000	19.759

El diámetro en el tramo y en la descarga será de 20”. Las pérdidas de cargas son:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.171}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 20)^2} \quad => \quad V = 0.844 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 0.844^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 0.181 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{3{,}040 \text{ x } 171^{1.85}}{20^{4.87} \text{ x } 130^{1.85}} \quad => \quad hf = 4.054 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 97.60 + 0.181 + 4.054 => CPA = 101.835 m

La cota piezométrica en el punto A originada por el reservorio Negritos es de 102.091 m, valor mayor en 0.256 m a la originada por el reservorio Ruso; para que las cotas piezométricas sean iguales, la cota de descarga del reservorio Ruso de debe subir en dicha diferencia:

Cota = 97.60 + 0.256 => Cota = 97.856 m

Análisis del tramo del punto A al reservorio 3014:

Altura disponible:

H = 102.091 – 96.20 => H = 5.891 m

Diámetro, considerando las pérdidas por accesorios al ingreso del reservorio:

$$5.891 = 1741 \frac{2{,}310 \text{ x } 376^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 130^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.376^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (0.0254 \text{ D})^4}$$

$f(D) = 28'688{,}844.89 \; D^{-4.87} + 140{,}324.03 \; D^{-4} - 5.891$

$f'(D) = -139'714{,}674.59 \; D^{-5.87} - 561{,}296.14 \; D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
23.616	0.451	-1.291	0.349	23.965
23.965	0.019	-1.186	0.016	23.981
23.981	0.000	-1.181	0.000	23.981

El diámetro en el tramo y en la descarga es 24". Las pérdidas de cargas son:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.376}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 24)^2} \quad => \quad V = 1.288 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 1.288^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 0.423 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{2{,}310 \text{ x } 376^{1.85}}{24^{4.87} \text{ x } 130^{1.85}} \quad => \quad hf = 5.446 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 96.20 + 0.423 + 5.446 => CPA = 102.069 m

La cota piezométrica en el punto A es de 102.091 m, valor mayor en 0.022 m a la originada por el reservorio 3014; para que las cotas piezométricas sean iguales la cota de descarga del reservorio 3014 de debe subir en dicha diferencia:

Cota = 96.20 + 0.022 => Cota = 96.222 m

Análisis del tramo de la caja al punto A:

Altura disponible:

H = 241.50 – 102.091 => H = 139.409 m

Diámetro:

$$139.409 = 1741 \frac{25{,}175 \text{ x } 594.50^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 130^{1.85}} \quad => \quad D = 23.97''$$

Se instalará en todo el tramo tubería de 24" de diámetro.

Al haber colocado un solo diámetro en cada línea de conducción y sin modificar las cotas de descarga para mantener la misma cota piezométrica en el punto A, los caudales conducidos a cada reservorio tienen una variación con respecto al de diseño. Con estas condiciones de diseño se encontrará el caudal que llega a cada reservorio.

Considerando que la cota piezométrica en el punto A es 102.091 m, se determinará el caudal que llega a cada reservorio.

Caudal para el reservorio 3014:

Altura disponible:

H = 102.091 – 96.20 => H = 5.891 m

Caudal de descarga, considerando la pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$5.891 = 1741 \frac{2{,}310 \text{ x } (1000 \text{ x } Q)^{1.85}}{24^{4.87} \text{ x } 130^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } Q^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (0.0254 \text{ x } 24)^4}$$

$f(Q) = 2.992\ Q^{2} + 33.265\ Q^{1.85} – 5.891$

$f'(Q) = 5.983\ Q + 61.540\ Q^{0.85}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

Q	f(Q)	f'(Q)	-f(Q)/f'(Q)	Q'
0.39230	0.46030	30.127	-0.01528	0.37702
0.37702	0.00769	29.113	-0.00026	0.37676
0.37676	0.00013	29.096	0.00000	0.37676

El caudal que descarga en el reservorio 3014 es 376.76 lps.

Caudal para el reservorio Ruso:

Altura disponible:

H = 102.091 – 97.60 => H = 4.491 m

Caudal de descarga, con la pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$4.491 = 1741 \frac{3{,}040 \text{ x } (1000 \text{ x } Q)^{1.85}}{20^{4.87} \text{ x } 130^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } Q^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (0.0254 \text{ x } 20)^4}$$

$f(Q) = 6.203\ Q^{2} + 106.308\ Q^{1.85} – 4.491$

$f'(Q) = 12.407\ Q + 196.803\ Q^{0.85}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

Q	f(Q)	f'(Q)	-f(Q)/f'(Q)	Q'
0.18072	0.20239	48.214	-0.00420	0.17652
0.17652	0.00191	47.252	-0.00004	0.17648
0.17648	0.00002	47.243	0.00000	0.17648

El caudal que descarga en el reservorio Ruso es 176.48 lps.

Caudal para el reservorio Negritos:

Altura disponible:

H = 102.091 – 66.40 => H = 35.691 m

Caudal de descarga, con la pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$35.691 = 1741 \frac{9{,}726 \text{ x } (1000 \text{ x } Q)^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 130^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } Q^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (0.0254 \text{ x } 10)^4}$$

$f(Q) = 99.256\ Q^{2} + 9{,}952.629\ Q^{1.85} - 35.691$

$f'(Q) = 198.512\ Q + 18{,}412.364\ Q^{0.85}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

Q	f(Q)	f'(Q)	-f(Q)/f'(Q)	Q'
0.04766	0.22251	1,394.750	-0.00016	0.04750
0.04750	-0.00033	1,390.765	0.00000	0.04750

El caudal que descarga en el reservorio Negritos es 47.50 lps.

El caudal total es:

Q = 376.76 + 176.48 + 47.50 => Q = 600.74 lps

El caudal total que descarga para la cota piezométrica de 102.091 m es 600.74 lps, valor superior al caudal de diseño de 594.50 lps, por consiguiente la cota piezométrica del punto A es menor. Un segundo cálculo ser realizará con una cota piezométrica de 101.906 m, los resultados de esta cota piezométrica y de otros valores se indican en la siguiente tabla:

CPA	Q, 3014	Q, Ruso	Q, Negritos	Q, Total
102.091	376.76	176.48	47.50	600.74
101.906	370.35	172.53	47.37	590.25
101.981	372.95	174.13	47.42	594.50

Sin modificar las cotas de descarga en los reservorios los caudales que llegan son: para el 3014 llega 372.95 lps con -0.81% al de diseño; para el Ruso llega 174.13 lps con +1.83% al de diseño; y para el Negritos llega 47.42 lps con -0.17% al de diseño.

Pregunta Nº 13: Se desea evaluar la capacidad de un línea de conducción de asbesto cemento de 1,850 m de longitud que sale de una caja con cota de fondo 65.15 m, y llega a una cisterna a 45.65 m. A 50 y 850 m de la cisterna se nivela la tubería obteniéndose 40.55 y 28.45 m, respectivamente; además, se mide la presión encontrándose 8 y 35 lb/plg^2 para los mismos puntos. Empleando un pitómetro se mide la velocidad en la tubería, de 12” de diámetro, encontrándose 1.805 m/s. ¿Cuál es la capacidad máxima?

Solución:

Cota piezométrica en el segundo punto:

CP2 = 40.55 + 8 x 0.70307 => CP2 = 46.175 m

Cota piezométrica en el primer punto:

CP1 = 28.45 + 35 x 0.70307 => CP1 = 53.057 m

Pérdida de carga entre el punto 1 y 2:

hf = 53.057 – 46.175 => hf = 6.882 m

Caudal que pasa por la tubería:

$$Q = 1.805 \frac{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 12)^2}{4} \quad => \quad V = 131.70 \text{ lps}$$

Coeficiente de rugosidad de la tubería:

$$6.882 = 1741 \frac{800 \text{ x } 131.70^{1.85}}{12^{4.87} \text{ x } C^{1.85}} \quad => \quad C = 140.25$$

Caudal máximo:

Altura disponible:

H = 65.15 – 45.65 => H = 19.50 m

Caudal máximo, considerando la pérdida de carga al inicio de la línea y en la descarga:

$$19.50 = 1741\,\frac{1,850\ x\ (1000\ x\ Q)^{1.85}}{12^{4.87}\ x\ 140.25^{1.85}} + \frac{8\ x\ 1.5\ x\ Q^2}{9.81\ x\ \pi^2\ x\ (0.025\ x\ 12)^4}$$

$f(Q) = 14.360\ Q^{2} + 676.998\ Q^{1.85} – 19.50$

$f'(Q) = 28.720\ Q + 1,252.447\ Q^{0.85}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

Q	f(Q)	f'(Q)	-f(Q)/f'(Q)	Q'
0.14698	0.30935	249.652	-0.00124	0.14574
0.14574	0.00090	247.855	0.00000	0.14574

La capacidad máxima de la línea es 145.74 lps.

Pregunta Nº 14: Para varias líneas de conducción se necesitan las siguientes tuberías: 450 m de 18”, 980 m de 16”, y 760 m de 14”; se dispone en cantidades suficientes de 10” y 12”. Costo de la tubería = $1.26\ D^{1.46}$, ¿Cuál sería el mínimo costo del reemplazo?

Solución:

Se reemplazará las tuberías requeridas por las disponibles manteniendo la capacidad hidráulica, para lo cual se debe determinar el número de tuberías paralelas de cada diámetro.

Para los 450 m de 18”:

Considerando “m” tuberías de 10” y “n” tuberías de 12”:

$18^{2.63} = m\ x\ 10^{2.63} + n\ x\ 12^{2.63}$

Para m = 0, las paralelas de tubería de 12” son:

$18^{2.63} = 0\ x\ 10^{2.63} + n\ x\ 12^{2.63}$ => n = 2.90

Se necesita tres tuberías paralelas de 12”, el costo es:

$C = 3\ x\ 450\ x\ 1.26\ x\ 12^{1.46}$ => C = $ 64,019.01

Variando los valores de “m” para encontrar los valores de “n” en la ecuación de equivalencia de tuberías, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

m	n	n	Costo m ($)	Costo n ($)	Total ($)
0	2.90	3	0	64,019.01	64,019.01

1	2.29	3	16,352.46	64,019.01	80,371.47
2	1.67	2	32,704.92	42,679.34	75,384.26
3	1.05	2	49,057.38	42,679.34	91,736.72
4	0.43	1	65,409.83	21,339.67	86,749.50
5	-0.19	0	81,762.29	0	81,762.29

La solución es tres paralelas de 12", con un costo de $ 64,019.01.

Para los 980 m de 16":

Considerando "m" tuberías de 10" y "n" tuberías de 12":

$16^{2.63} = m \times 10^{2.63} + n \times 12^{2.63}$

Para m = 0, las paralelas de tubería de 12" son:

$16^{2.63} = 0 \times 10^{2.63} + n \times 12^{2.63}$ => $n = 2.13$

Se necesita tres tuberías paralelas de 12", el costo es:

$C = 3 \times 980 \times 1.26 \times 12^{1.46}$ => $C = \$\ 139,419.17$

Variando los valores de "m" para encontrar los valores de "n" en la ecuación de equivalencia de tuberías, los resultados se indican en la siguiente tabla:

m	N	n	Costo m ($)	Costo n ($)	Total ($)
0	2.13	3	0	139,419.17	139,419.17
1	1.51	2	35,612.02	92,946.11	128,558.13
2	0.89	1	71,224.04	46,473.06	117,697.10
3	0.27	1	106,836.06	46,473.06	153,309.12
4	-0.35	0	142,448.08	0	142,448.08

La solución es dos paralelas de 10" y una paralela de 12", con un costo total de $ 117,697.10.

Para los 760 m de 14":

Considerando "m" tuberías de 10" y "n" tuberías de 12":

$14^{2.63} = m \times 10^{2.63} + n \times 12^{2.63}$

Para m = 0, las paralelas de tubería de 12" son:

$14^{2.63} = 0 \times 10^{2.63} + n \times 12^{2.63}$ => $n = 1.50$

Se necesita dos tuberías paralelas de 12", el costo es:

$C = 2 \times 760 \times 1.26 \times 12^{1.46}$ => $C = \$ 72{,}080.66$

Variando los valores de "m" para encontrar los valores de "n" en la ecuación de equivalencia de tuberías, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

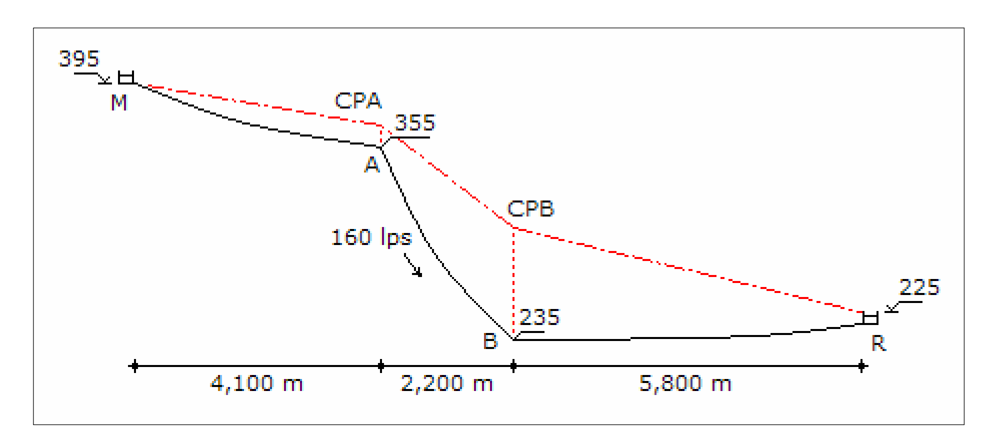
m	n	n	Costo m ($)	Costo n ($)	Total ($)
0	1.50	2	0	72,080.66	72,080.66
1	0.88	1	27,617.49	36,040.33	63,657.82
2	0.26	1	55,234.97	36,040.33	91,275.30
3	-0.36	0	82,852.46	0	82,852.46

La solución es una tubería de 10" con una paralela de 12", con un costo total de $ 50,251.36.

Pregunta Nº 15: Diseñar una línea de conducción entre un manantial cuya cota es 395.00 m y un reservorio cuya cota de llegada es 225.00 m, para conducir un caudal de 160 lps. El trazo escogido tiene tres tramos con pendiente uniforme cuyas longitudes son partiendo del manantial: 4,100 m, 2,200 m, y 5,800 m; las cotas al final del primer y segundo tramo son 355.00 m y 235.00 m, respectivamente. Se dispone de tubería de asbesto cemento de diámetros 12", 10" y 8" de clase A-7.5, no considerar cajas rompe presión.

<u>Solución</u>:

Para la tubería el coeficiente de rugosidad será de 140, el gráfico del sistema es:



Tramo del punto B al reservorio R:

Como la clase de tubería es 7.5, la presión en el punto bajo no debe ser mayor de

75 metros, la cota piezométrica en el punto B será como máximo:

CPB = 235.00 + 75.00 => CPB = 310.00 m

Altura disponible en el tramo:

H = 310.00 – 225.00 => H = 85.00 m

Diámetro de la tubería, incluyendo pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$85.00 = 1741 \frac{5{,}800 \text{ x } 160^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.160^{2}}{9.81 \text{ x } \pi^{2} \text{ x } (0.0254 \text{ x } D)^{4}}$$

$f(D) = 12'927{,}420.23\ D^{-4.87} + 25{,}409.51\ D^{-4} - 85.00$

$f'(D) = -62'956{,}536.52\ D^{-5.87} - 101{,}638.05\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
11.590	1.409	-36.203	0.039	11.629
11.629	0.011	-35.497	0.000	11.629

Como se dispone de tubería de 12", el diámetro del tramo será 12", y la pérdida de carga en la tubería y en la descarga en el reservorio será:

$$hf = 1741 \frac{5{,}800 \text{ x } 160^{1.85}}{12^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => hf = 71.763 m

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.160}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 12)^{2}}$$ => V = 2.193 m/s

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 2.193^{2}}{2 \text{ x } 9.81}$$ => hfa = 1.225 m

Cota piezométrica en el punto B:

CPA = 225.00 + 71.763+ 1.225 => CPB = 297.988 m

Tramo del punto A al reservorio B:

La pérdida de carga tiene que ser mayor que la diferencia entre la cota de terreno del punto A y la cota piezométrica del punto B:

hf > 355.00 – 297.988 => hf > 57.012 m

Diámetro de la tubería:

$$57.012 \langle 1741 \frac{2{,}200 \times 160^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad D < 10.31''$$

La pérdida de carga tiene que ser menor que la diferencia entre la cota del manantial M y la cota piezométrica del punto B:

hf < 395.00 – 297.988 => hf < 97.012 m

Diámetro de la tubería:

$$97.012 \rangle 1741 \frac{2{,}200 \times 160^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad D > 9.24''$$

De las desigualdades el diámetro es 10" y la pérdida de carga en la tubería es:

$$hf = 1741 \frac{2{,}200 \times 160^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 66.146 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.160}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \quad => \quad V = 3.158 \text{ m/s}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 297.988 + 66.146 => CPA = 364.134 m

Tramo del manantial M al punto A:

Carga disponible:

H = 395.00 – 364.134 => H = 30.866 m

Diámetro de la tubería:

$$30.866 = 1741 \frac{4{,}100 \times 160^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad D = 13.29''$$

Se pondrá una tubería de 12" con una paralela cuyo diámetro será:

$$13.29^{2.63} = 12^{2.63} + D^{2.63} \quad => \quad D = 7.67''$$

El tramo tendrá dos tuberías paralelas, de 8” y 12” de diámetro.

Pregunta Nº 16: La cota de ingreso y salida de una línea de conducción existente son 124.60 m y 82.10 m, respectivamente. Tiene dos tramos de tuberías en serie de 10” y 8” con longitudes de 850 m y 420 m, respectivamente. Se ha determinado el valor del coeficiente de Hazen y Williams encontrándose 125. Se quiere poner una tubería paralela para conducir una capacidad total de 300 lps. ¿Cuál es el diámetro de la tubería paralela y las gradientes de cada tubería?

Solución:

Para la tubería paralela se considerará un coeficiente de rugosidad de 140. Determinación de la capacidad de conducción para las tuberías en serie existentes, sin considerar pérdida de carga en los accesorios en la descarga.

Altura disponible:

$H = 124.60 - 82.10$ => $H = 42.50$ m

Caudal máximo:

$$42.50 = 1741 \frac{850\ Q^{1.85}}{10^{4.87}\ x\ 125^{1.85}} + 1741 \frac{420\ Q^{1.85}}{8^{4.87}\ x\ 125^{1.85}} \quad => \quad Q = 115.48 \text{ lps}$$

Verificando velocidades:

$$V_{10"} = \frac{4\ x\ 0.11548}{\pi\ x\ (0.0254\ x\ 10)^2} \quad => \quad V_{10"} = 2.279 \text{ m/s}$$

$$V_{8"} = \frac{4\ x\ 0.11548}{\pi\ x\ (0.0254\ x\ 8)^2} \quad => \quad V_{8"} = 3.561 \text{ m/s}$$

Siendo la velocidad máxima recomendable de 3.50 m/s, la tubería de 10” tiene una velocidad adecuada, y la diferencia con la velocidad de la tubería de 8” es mínima por lo que se considera aceptable. Entonces la capacidad máxima de la línea existente es 115.48 lps. Gradientes para cada tubería:

$$S_{10"} = 1741 \frac{115.48^{1.85}}{10^{4.87}\ x\ 125^{1.85}} \quad => \quad S_{10"} = 20.28\ ‰$$

$$S_{8"} = 1741 \frac{115.48^{1.85}}{8^{4.87}\ x\ 125^{1.85}} \quad => \quad S_{8"} = 60.13\ ‰$$

Diseño de la línea paralela:

Caudal de diseño:

Q = 300 – 115.48 => Q = 184.52 lps

Diámetro de la línea:

$$42.50 = 1741 \frac{1{,}270 \text{ x } 184.52^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => D = 10.32”

Puede ser una sola tubería de 12” de diámetro o tuberías en serie de 10” y 12”. Si se considera tuberías en serie, las velocidades son:

$$V_{12"} = \frac{4 \text{ x } 0.18452}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 12)^2}$$ => $V_{12"}$ = 2.529 m/s

$$V_{10"} = \frac{4 \text{ x } 0.18452}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 10)^2}$$ => $V_{10"}$ = 3.642 m/s

La velocidad en la tubería de 10” es mayor a 3.50 m/s, por lo que se descarta este diámetro y la tubería será de 12”. La gradiente en la tubería de 12” es:

$$S_{20"} = 1741 \frac{184.52^{1.85}}{12^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => $S_{10"}$ = 16.11 ‰

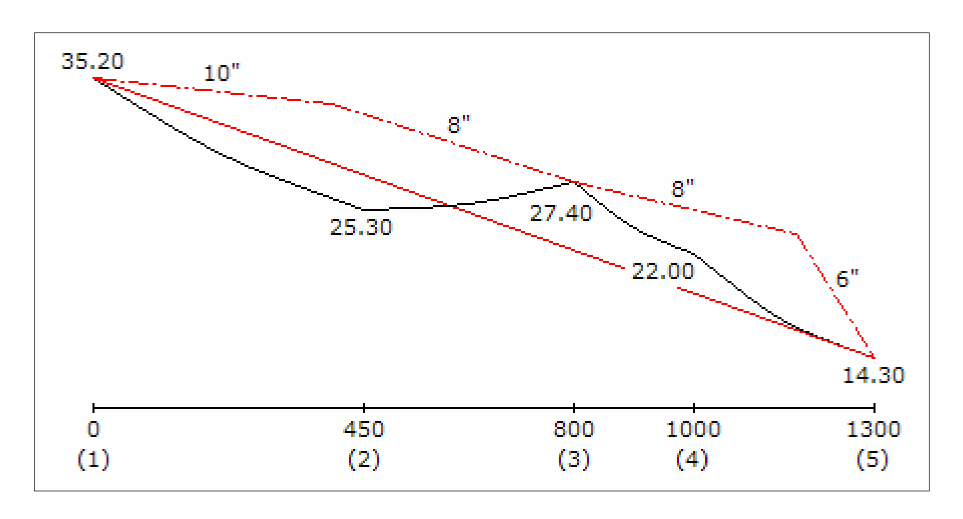
Pregunta Nº 17: Una línea de conducción, con tubería de coeficiente de rugosidad 140, tiene el siguiente perfil donde los puntos 1 y 5 son el ingreso y salida, respectivamente:

Punto	Distancia (m)	Cota (m)
1	0	35.20
2	450	25.30
3	800	27.40
4	1,000	22.00
5	1,300	14.30

Diseñar la línea de conducción para un caudal de 60 lps.

Solución:

No se considera pérdida de carga por accesorios. El esquema de la línea se muestra en la página siguiente:



Considerando un solo diámetro en la línea:

Altura disponible:

$H = 35.20 - 14.30$ => $H = 20.90$ m

Diámetro de la tubería:

$$20.90 = 1741 \frac{1{,}300 \text{ x } 60^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => D = 7.83”

El diámetro puede ser 6” ú 8”, verificando velocidades:

$$V_{6"} = \frac{4 \text{ x } 0.060}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 6)^2}$$ => $V_{6"} = 3.289$ m/s

$$V_{8"} = \frac{4 \text{ x } 0.060}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 8)^2}$$ => $V_{8"} = 1.850$ m/s

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, por consiguiente son aceptables y se puede considerar tuberías en serie:

$$1741 \frac{60^{1.85}}{8^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{8"} + 1741 \frac{60^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{6"} = 20.90$$

$0.01452\, L_{8"} + 0.05894\, L_{6"} = 20.90$ y $L_{8"} + L_{6"} = 1{,}300$

Resolviendo:

$L_{8"} = 1,254.47$ m y $L_{6"} = 45.53$ m

La tubería de 6" de diámetro tiene una longitud de 45.53 m, que representa el 3.50% de la longitud total, menor al 15%, por lo que no es conveniente instalar tuberías en serie.

Del gráfico se observa que la línea de gradiente máxima se encuentra por debajo del terreno, y el punto (3) que es el punto más alto del tramo esta por encima de la línea de gradiente y por consiguiente dicho punto divide en dos tramos independientes a la línea de conducción: del punto (1) al punto (3), y del punto (3) al punto (5).

Diseño del tramo del punto (3) al punto (5):

Altura disponible:

$H = 27.40 - 14.30$ => $H = 13.10$ m

Diámetro de la tubería:

$$13.10 = 1741 \frac{500 \times 60^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad D = 7.09"$$

El diámetro puede ser 6" ú 8". Como las velocidades en estos diámetros son menores de 3.50 m/s, se puede considerar tuberías en serie:

$$1741 \frac{60^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{8"} + 1741 \frac{60^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{6"} = 13.10$$

$0.01452\, L_{8"} + 0.05894\, L_{6"} = 13.10$ y $L_{8"} + L_{6"} = 500$

Resolviendo:

$L_{8"} = 368.55$ m y $L_{6"} = 131.45$ m

La longitud de la tubería de 6" de diámetro tiene una longitud de 131.45 m, que equivale al 26.29% de la longitud total, mayor al 15%, por lo que es pertinente instalar tuberías en serie.

Diseño del tramo del punto (1) al punto (3):

Altura disponible:

$H = 35.20 - 27.40$ => $H = 7.80$ m

Diámetro de la tubería:

$$7.80 = 1741 \frac{800 \text{ x } 60^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad D = 8.68"$$

La tubería puede ser 8” de diámetro o tuberías en serie de 8” y 10” de diámetro. Para 8” la velocidad es adecuada, se verifica para el diámetro de 10”:

$$V_{10"} = \frac{4 \text{ x } 0.060}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 10)^2} \quad => \quad V_{10"} = 1.184 \text{ m/s}$$

Las velocidades son adecuadas, entonces se puede considerar tuberías en serie:

$$1741 \frac{60^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{10"} + 1741 \frac{60^{1.85}}{8^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{8"} = 7.80$$

$0.00490\ L_{10"} + 0.01452\ L_{8"} = 13.10$ y $L_{10"} + L_{8"} = 800$

Resolviendo:

$L_{10"} = 396.64$ m y $L_{8"} = 403.36$ m

La longitud de la tubería de 8” de diámetro tiene una longitud de 403.36 m, que equivale al 50.42% de la longitud total, mayor al 15%, por lo que es pertinente instalar tuberías en serie.

Pregunta Nº 18: Una línea de conducción existente de asbesto cemento tiene 12” de diámetro, longitud de 1,250 m y 17.50 m de diferencia de niveles entre el ingreso y la salida. Se desea ampliar la capacidad de conducción a 183 lps. Determinar el menor costo de dicha ampliación. Costo de la tubería = $1.25\ D^{1.46}$.

Solución:

Para la tubería de asbesto cemento, existente y proyectada, se considerará un coeficiente de rugosidad de 140. Capacidad de la tubería existente sin considerar pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$17.50 = 1741 \frac{1{,}250 \text{ x } Q^{1.85}}{12^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad Q = 171.05 \text{ lps}$$

La capacidad de conducción que falta es:

Q = 183.00 – 171.05 => Q = 11.95 lps

Una primera alternativa es diseñar una línea paralela a la existente para conducir el

caudal que falta:

Diámetro de la tubería paralela:

$$17.50 = 1741\,\frac{1{,}250 \text{ x } 11.05^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \qquad => \qquad D = 4.24"$$

El diámetro puede ser 6", o tubería en serie de 4" y 6".

Alternativa 1: Tubería de 6" de diámetro:

Costo de la ampliación:

$$C = 1{,}250 \text{ x } 1.25 \text{ x } 6^{1.46} \qquad => \qquad C = \$\ 21{,}375.72$$

Alternativa 2: Tuberías de 6" y 4" en serie:

Verificación de velocidades:

$$V_{6"} = \frac{4 \text{ x } 0.01105}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 6)^2} \qquad => \qquad V_{6"} = 0.606 \text{ m/s}$$

$$V_{4"} = \frac{4 \text{ x } 0.01105}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 4)^2} \qquad => \qquad V_{4"} = 1.363 \text{ m/s}$$

Las velocidades son adecuadas porque son menores de 3.50 m/s, se puede considerar tuberías en serie:

$$1741\,\frac{11.05^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}\,L_{6"} + 1741\,\frac{11.05^{1.85}}{4^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}\,L_{4"} = 17.50$$

$0.00258\ L_{6"} + 0.01856\ L_{4"} = 17.50$ y $L_{6"} + L_{4"} = 1{,}250$

Resolviendo:

$L_{6"} = 963.57$ m y $L_{4"} = 286.43$ m

Costo de la ampliación:

$$C = 286.43 \text{ x } 1.25 \text{ x } 4^{1.46} + 963.57 \text{ x } 1.25 \text{ x } 6^{1.46} \qquad => \qquad C = \$\ 19{,}187.40$$

También es factible ampliar la capacidad con una tubería paralela, de una longitud parcialmente a la tubería existente, primero se evalúa la velocidad en la tubería existente:

$$V_{12"} = \frac{4 \text{ x } 0.183}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 12)^2} \quad => \quad V_{12"} = 2.508 \text{ m/s}$$

De acuerdo a la velocidad, la tubería existente tiene capacidad para conducir el caudal requerido, entonces se puede ampliar la capacidad de la siguiente forma: un primer tramo con la tubería de 12” y un segundo tramo con tubería paralela de diámetro D a la tubería existente, y se tiene que determinar es la longitud de la tubería de diámetro D.

Alternativa 3: Tubería paralela parcialmente de 12” de diámetro:

Diámetro equivalente para el segundo tramo:

$$Deq^{2.63} = 12^{2.63} + 12^{2.63} \quad => \quad D = 15.62"$$

Longitud de las tuberías en serie:

$$1741 \frac{183^{1.85}}{15.62^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{Eq} + 1741 \frac{183^{1.85}}{12^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{12"} = 17.50$$

$0.00440\, L_{Eq} + 0.01586\, L_{12"} = 17.50$ y $L_{Eq} + L_{12"} = 1{,}250$

Resolviendo:

$L_{Eq} = 203.06$ m y $L_{12"} = 1{,}046.94$ m

Costo de la ampliación:

$$C = 203.06 \text{ x } 1.25 \text{ x } 12^{1.46} \quad => \quad C = \$ \, 9{,}552.98$$

Alternativa 4: Tubería paralela parcialmente de 10” de diámetro.

Alternativa 5: Tubería paralela parcialmente de 8” de diámetro.

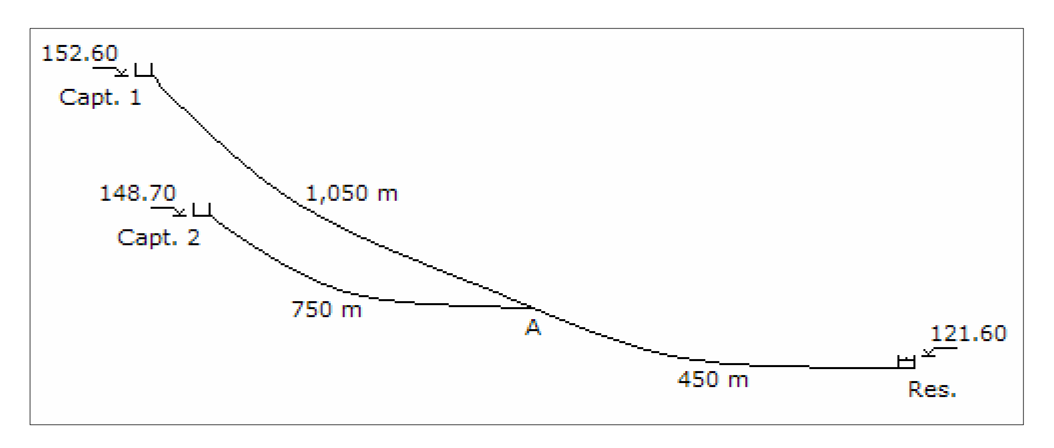
Siguiendo el procedimiento anterior, los resultados para la Alternativa 4 y 5 son:

	Alternativa 4	Alternativa 5
- Diámetro equivalente en el segundo tramo	14.41”	13.43”
- Gradiente hidráulica del diámetro equivalente	6.50‰	9.17‰
- Gradiente hidráulica de la tubería de 12”	15.86‰	15.86‰
- Longitud de la tubería equivalente	248.70 m	348.04 m
- Longitud de la tubería de 12”	1,001.30 m	901.96 m
- Costo de la ampliación	$ 8,956.73	$ 9,058.49

La alternativa 4 es la de menor costo, se pondrá una tubería paralela de 10” de

diámetro con una longitud de 248.70 m, con un costo de $ 8,956.73.

Pregunta Nº 19: El siguiente esquema muestra las líneas de conducción de las captaciones al reservorio:



Los caudales para la primera y segunda etapa son 120 y 160 lps, respectivamente, en la primera etapa funciona la Captación 1, y en la segunda etapa la Captación 2. Utilizando tubería de asbesto cemento, determinar los diámetros de cada tramo de la línea de conducción para cada etapa.

Solución:

Para la tubería de asbesto cemento se considerará un coeficiente de rugosidad de 140. Diseño de la línea para la demanda de la primera etapa, de la Captación 1 hasta el reservorio:

Altura disponible:

H = 152.60 – 121.60 => H = 31.00 m

Diámetro de la línea, considerando la pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$31.00 = 1741 \frac{1{,}500 \ x \ 120^{1.85}}{D^{4.87} \ x \ 140^{1.85}} + \frac{8 \ x \ 5 \ x \ 0.120^{2}}{9.81 \ x \ \pi^{2} \ x \ (0.0254 \ x \ D)^{4}}$$

f(D) = 1'963,534.20 $D^{-4.87}$ + 14,292.85 D^{-4} – 31.00

f'(D) = -9'562,411.54 $D^{-5.87}$ – 57,171.40 D^{-5}

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
9.682	1.628	-16.266	0.100	9.782
9.782	0.050	-15.319	0.003	9.785
9.785	0.004	-15.292	0.000	9.785

La tubería puede ser de 10" de diámetro ó tubería en serie de 8" y 10". Se determinará las velocidades para cada tubería:

$$V_{10"} = \frac{4 \times 0.120}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \quad => \quad V_{10"} = 2.368 \text{ m/s}$$

$$V_{8"} = \frac{4 \times 0.120}{\pi \times (0.0254 \times 8)^2} \quad => \quad V_{8"} = 3.700 \text{ m/s}$$

La velocidad en la tubería de 8" de diámetro es mayor a 3.50 m/s, entonces no se puede poner tuberías en serie, y por consiguiente la tubería para la primera etapa tendrá un diámetro de 10". Pérdida de carga por tuberías y accesorios en el tramo del punto A al reservorio:

$$hf = 1741 \frac{450 \times 120^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 7.946 \text{ m}$$

$$hfa = \frac{5 \times 2.368^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.429 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 121.60 + 7.946 + 1.429 => CPA = 130.975 m

Diseño de la línea para la segunda etapa, de la Captación 1 y Captación 2 hasta el reservorio:

Para no modificar el tramo de la Captación 1 hasta el punto A, se va a mantener la cota piezométrica del punto A.

Tramo del punto A al reservorio: se pondrá una tubería paralela para mantener la cota piezométrica del punto A. Se va a considerar el mismo diámetro en la descarga en el reservorio, para lo cual se determina la velocidad:

$$V_{10"} = \frac{4 \times 0.160}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \quad => \quad V_{10"} = 3.158 \text{ m/s}$$

La velocidad es menor de 3.50 m/s, entonces se mantendrá el diámetro de la

tubería de descarga en el reservorio. Pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$hfa = \frac{5 \times 3.158^2}{2 \times 9.81} \quad \Rightarrow \quad hfa = 2.541 \text{ m}$$

Altura disponible en el tramo del punto A al reservorio:

$$H = 130.975 - 2.541 - 121.60 \quad \Rightarrow \quad H = 6.834 \text{ m}$$

Capacidad de la línea existente de 10" de diámetro:

$$6.384 = 1741 \frac{450 \times Q^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad Q = 106.61 \text{ lps}$$

Capacidad de la línea paralela:

$$Q = 160.00 - 106.61 \quad \Rightarrow \quad Q = 53.39 \text{ lps}$$

Diámetro de la tubería paralela:

$$6.384 = 1741 \frac{450 \times 53.39^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad D = 7.69"$$

La tubería puede ser de 8" de diámetro ó tubería en serie de 8" y 6". Se determinará las velocidades para cada diámetro:

$$V_{8"} = \frac{4 \times 0.05339}{\pi \times (0.0254 \times 8)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{8"} = 1.646 \text{ m/s}$$

$$V_{6"} = \frac{4 \times 0.05339}{\pi \times (0.0254 \times 6)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{6"} = 2.927 \text{ m/s}$$

Las velocidades son adecuadas porque son menores de 3.50 m/s, se puede considerar tuberías en serie:

$$1741 \frac{53.39^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{8"} + 1741 \frac{53.39^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{6"} = 6.384$$

$$0.01170\, L_{8"} + 0.04750\, L_{6"} = 17.50 \quad \text{y} \quad L_{8"} + L_{6"} = 450$$

Resolviendo:

$L_{8"} = 418.75$ m y $L_{6"} = 31.25$ m

La longitud de la tubería de 6" de diámetro es 31.25 m, que representa el 6.94% de la longitud de la línea, y es menor al 15%, por consiguiente no es conveniente las tuberías en serie, y el diámetro de la tubería paralela será de 8".

El diámetro equivalente de la tubería de 10" y 8" es:

$Deq^{2.63} = 10^{2.63} + 8^{2.63}$ => $Deq = 11.83"$

Pérdida de carga en las tuberías paralelas:

$$hf = 1741 \frac{450 \times 160^{1.85}}{11.83^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => hf = 5.966 m

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 121.60 + 2.541 + 5.966 => CPA = 130.107 m

Tramo de la Captación 2 al punto A:

Carga disponible:

H = 148.70 – 130.107 => H = 18.593 m

Diámetro de la línea:

$$18.593 = 1741 \frac{750 \times 40^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => D = 6.14"

La tubería puede ser de 8" de diámetro ó tuberías en serie de 8" y 6". Se determina la velocidad para cada diámetro para decidir si pueden instalarse en serie:

$$V_{8"} = \frac{4 \times 0.040}{\pi \times (0.0254 \times 8)^2}$$ => $V_{8"} = 1.233$ m/s

$$V_{6"} = \frac{4 \times 0.040}{\pi \times (0.0254 \times 6)^2}$$ => $V_{6"} = 2.193$ m/s

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, se puede considerar tuberías en serie:

$$1741 \frac{40^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{8"} + 1741 \frac{40^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{6"} = 18.593$$

$0.00686\ L_{8"} + 0.02784\ L_{6"} = 18.593$ y $L_{8"} + L_{6"} = 750$

Resolviendo:

$L_{8"} = 109.01$ m y $L_{6"} = 640.99$ m

La longitud de la tubería de 8" de diámetro es 31.25 m, que representa el 14.53% del total de la línea, es aproximadamente al 15%, por consiguiente se puede instalar las tuberías en serie de 8" y 6" de diámetro.

Pregunta Nº 20: Se dispone en almacén de 1,400 m de tubería de fierro fundido de 14" de diámetro, que se va a utilizar en una línea de conducción que tiene una altura disponible de 29.00 m. Se desea conducir 240 lps, determinar el costo mínimo necesario de la tubería de asbesto cemento para conducir dicho caudal. Costo de tubería = 1.25 $D^{1.46}$.

Solución:

Para la tubería existente de fierro fundido se considerara un coeficiente de rugosidad de 100, para la tubería de asbesto cemento proyectada se empleará un coeficiente de rugosidad de 140. Capacidad de la tubería existente:

$$29.00 = 1741\ \frac{1{,}400 \ x\ Q^{1.85}}{14^{4.87}\ x\ 100^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad Q = 226.57 \text{ lps}$$

La capacidad de conducción que falta es:

$$Q = 240.00 - 226.57 \quad \Rightarrow \quad Q = 13.43 \text{ lps}$$

Una primera alternativa es diseñar una línea paralela a la existente para conducir el caudal que falta. Diámetro de la tubería paralela:

$$29.00 = 1741\ \frac{1{,}400 \ x\ 13.43^{1.85}}{D^{4.87}\ x\ 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad D = 4.21"$$

El diámetro puede ser 6", o tubería en serie de 6" y 4".

Alternativa 1: Tubería de 6" de diámetro:

Costo de la ampliación:

$$C = 1{,}400 \ x\ 1.25\ x\ 6^{1.46} \quad \Rightarrow \quad C = \$\ 23{,}940.81$$

Alternativa 2: Tuberías de 6" y 4" en serie:

Verificación de velocidades:

$$V_{6"} = \frac{4 \text{ x } 0.01343}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 6)^2} \qquad => \qquad V_{6"} = 0.736 \text{ m/s}$$

$$V_{4"} = \frac{4 \text{ x } 0.01343}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 4)^2} \qquad => \qquad V_{4"} = 1.657 \text{ m/s}$$

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, se puede instalar tuberías en serie:

$$1741 \frac{13.43^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{6"} + 1741 \frac{13.43^{1.85}}{4^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{4"} = 29.00$$

$0.00370\ L_{6"} + 0.02663\ L_{4"} = 29.00$ y $L_{6"} + L_{4"} = 1{,}400$

Resolviendo:

$L_{6"} = 361.13$ m y $L_{4"} = 1{,}038.87$ m

Costo de la ampliación:

$C = 361.13 \text{ x } 1.25 \text{ x } 6^{1.46} + 1{,}038.87 \text{ x } 1.25 \text{ x } 4^{1.46}$ => C = $ 16,003.85

También se puede ampliar la capacidad poniendo una tubería paralela parcialmente a la tubería existente, primero se determina la condición hidráulica de la tubería existente:

$$V_{14"} = \frac{4 \text{ x } 0.240}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 14)^2} \qquad => \qquad V_{14"} = 2.417 \text{ m/s}$$

La tubería existente tiene capacidad para llevar el caudal requerido, entonces se puede ampliar la capacidad de la siguiente forma: un primer tramo con la tubería de 14” y un segundo tramo con tubería paralela de diámetro D a la tubería existente, y lo que se determinará es la longitud de la tubería de diámetro D.

Para esta condición la tubería equivalente tendrá el siguiente coeficiente de rugosidad:

$$C_{eq} = \frac{100 + 140}{2} \qquad => \qquad C_{eq} = 120$$

Alternativa 3: Tubería paralela parcialmente de 14” de diámetro:

Diámetro equivalente y gradiente hidráulica para el segundo tramo:

$120 \ Deq^{2.63} = 100 \times 14^{2.63} + 140 \times 14^{2.63}$ => D = 18.22”

Longitud de las tuberías en serie:

$$1741 \frac{240^{1.85}}{18.22^{4.87} \times 120^{1.85}} L_{Eq} + 1741 \frac{240^{1.85}}{14^{4.87} \times 100^{1.85}} L_{14"} = 29.00$$

$0.00456 \ L_{Eq} + 0.02304 \ L_{14"} = 29.00$ y $L_{Eq} + L_{12"} = 1{,}400$

Resolviendo:

$L_{Eq} = 176.38$ m y $L_{14"} = 1{,}223.62$ m

Costo de la ampliación:

$C = 176.38 \times 1.25 \times 14^{1.46}$ => C = $ 10,392.24

Alternativa 4: Tubería paralela parcialmente de 12” de diámetro:

Alternativa 5: Tubería paralela parcialmente de 10” de diámetro:

Los resultados de la Alternativa 4 y Alternativa 5, siguiendo el procedimiento anterior, se indican en la tabla siguiente:

	Alternativa 4	Alternativa 5
- Diámetro equivalente en el segundo tramo	16.78”	15.54”
- Gradiente hidráulica del diámetro equivalente	6.80‰	9.91‰
- Gradiente hidráulica de la tubería de 14”	23.04‰	23.04‰
- Longitud de la tubería equivalente	200.74 m	284.21 m
- Longitud de la tubería de 14”	1,199.26 m	1,11.79 m
- Costo de la ampliación	$ 9,443.88	$ 8,948.17

Alternativa 6: Tubería paralela parcialmente de 8” de diámetro, los resultados obtenidos siguiendo el procedimiento anterior son:

- Diámetro equivalente en el segundo tramo 14.52”
- Gradiente hidráulica del diámetro equivalente 13.76‰
- Gradiente hidráulica de la tubería de 14” 23.04‰
- Longitud de la tubería equivalente 351.23 m
- Longitud de la tubería de 14” 1,048.77 m
- Costo de ampliación $ 9,141.47

La alternativa 5 es la de menor costo, se pondrá una tubería paralela de 10” de diámetro con una longitud de 284.21 m.

Pregunta Nº 21: Para una línea de conducción, compuesta de varios tramos, se necesita tubería con diámetros de 12" y 14" con longitudes de 3,500 y 1,200 m, respectivamente. En el mercado local se dispone solamente de tuberías con diámetros de 8", 10" y 16", costo de 1.21 $D^{1.5}$. ¿Cuál es el menor costo al utilizar esta tubería?

Solución:

Se reemplazará las tuberías requeridas por las disponibles manteniendo la capacidad hidráulica, se debe determinar el número de tuberías paralelas de cada diámetro.

Para los 3,500 m de 12":

Considerando "m" tuberías de 8" y "n" tuberías de 10":

$12^{2.63} = m \times 8^{2.63} + n \times 10^{2.63}$

Para m = 0, las paralelas de tubería de 10" son:

$12^{2.63} = 0 \times 8^{2.63} + n \times 10^{2.63}$ => $n = 1.62$

Se necesita 2 tuberías paralelas de 10", el costo es:

$C = 2 \times 3{,}500 \times 1.21 \times 10^{1.5}$ => C = $ 267,844.92

Variando los valores de "m" para encontrar los valores de "n" en la ecuación de equivalencia de tuberías, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

m	n	n	Costo m ($)	Costo n ($)	Total ($)
0	1.62	2	0	267,844.92	267,844.92
1	1.06	2	95,827.11	267,844.92	363,672.03
2	0.50	1	191,654.22	133,922.46	325,576.68
3	-0.05	0	287,481.33	0	287,481.33

Si se reemplaza con una tubería de 16", el costo sería:

$C = 3{,}500 \times 1.21 \times 16^{1.5}$ => C = $ 271,040.00

La solución es con 2 paralelas de 10", con un costo total de $ 267,844.92.

Para los 1,200 m de 14":

Considerando "m" tuberías de 8" y "n" tuberías de 10":

$14^{2.63} = m \times 8^{2.63} + n \times 10^{2.63}$

Para m = 0, las paralelas de tubería de 10" son:

$14^{2.63} = 0 \times 8^{2.63} + n \times 10^{2.63}$ => $n = 2.42$

Se necesita 3 tuberías paralelas de 10", el costo es:

$C = 3 \times 1{,}200 \times 1.21 \times 10^{1.5}$ => $C = \$ 137{,}748.81$

Variando los valores de "m" para encontrar los valores de "n" en la ecuación de equivalencia de tuberías, los resultados se indican en la siguiente tabla:

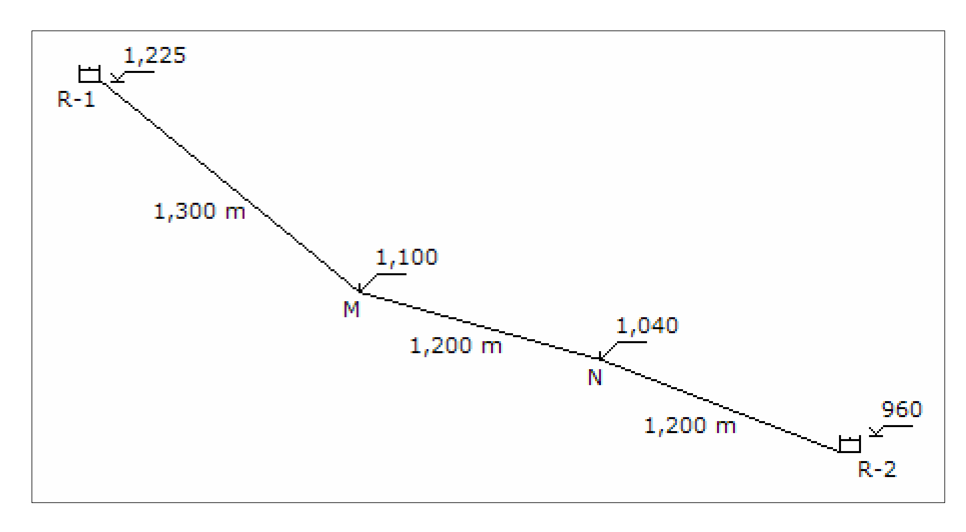
m	n	n	Costo m ($)	Costo n ($)	Total ($)
0	2.42	3	0	137,748.81	137,748.81
1	1.87	2	32,855.01	91,832.54	124,687.55
2	1.31	2	65,710.02	91,832.54	157,542.56
3	0.75	1	98,565.03	45,916.27	144,481.30
4	0.20	1	131,420.04	45,916.27	177,336.31
5	-0.36	0	164,275.05	0	164,275.05

Si se reemplaza con una tubería de 16", el costo sería:

$C = 1{,}200 \times 1.21 \times 16^{1.5}$ => $C = \$ 92{,}928.00$

La solución de menor costo reemplazar con una tubería de 16", con un costo total de $ 92,928.00.

Pregunta Nº 22: Para el esquema mostrado, se dispone de tuberías de 14", 16" y 18" de diámetro que soportan una presión máxima de 50 metros. Para un coeficiente de rugosidad de 100 y un caudal de 500 lps. Determinar los diámetros en cada tramo aprovechando la carga máxima y dibujar la línea de gradiente.



Solución:

Análisis del tramo del punto N al reservorio R-2:

Carga disponible:

H = 1,040 – 960 => H = 80.00 m

La altura disponible es mayor a la presión máxima que puede soportar la tubería, entonces en este tramo la línea no puede operar totalmente a presión, sino un tramo como canal y tramo como presión. Para esta condición la carga disponible será 50 m, y se debe instalar una caja rompe presión en la cota:

Cota = 960.00 + 50.00 => Cota = 1,010.00 m

Diámetro, considerando la pérdida de accesorios en la descarga en el reservorio:

$$50.00 = 1741\,\frac{1{,}200 \text{ x } 500^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 100^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.500^{2}}{9.81 \text{ x } \pi^{2} \text{ x } (0.0254 \text{ x } D)^{4}}$$

f(D) = 41'027,450.03 $D^{-4.87}$ + 248,139.77 D^{-4} – 50.00

f'(D) = –199'803,681.64 $D^{-5.87}$ – 992,559.09 D^{-5}

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
16.383	3.445	-15.704	0.219	16.602
16.602	0.136	-14.536	0.009	16.611
16.611	0.006	-14.490	0.000	16.611

Si se considera un solo diámetro, la tubería sería de 18", y con una velocidad de:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.500}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 18)^{2}}$$ => V = 3.046 m/s

Si se considera dos tuberías en paralelo en el tramo, existen dos alternativas: una paralela a la tubería de 16" y una paralela a la tubería de 14".

Alternativa 1: Paralela a una tubería de 16":

$16.611^{2.63} = 16^{2.63} + D^{2.63}$ => D = 6.76"

El diámetro sería de 8", pero no se dispone de esa tubería.

Alternativa 2: Paralela a una tubería de 14”:

$16.611^{2.63} = 14^{2.63} + D^{2.63}$ => D = 11.29”

El diámetro sería de 12”, pero no se dispone de esa tubería.

La solución es una tubería de 18”.

Pérdida de carga en el tramo:

$$hf = 1741 \frac{1{,}200 \times 500^{1.85}}{18^{4.87} \times 100^{1.85}}$$ => hf = 31.615 m

Cota piezométrica en el punto N:

CPN = 960.00 + 31.615 => CPN = 991.615 m

Como la cota piezométrica en el punto N es menor a su cota topográfica, esto significa que en el punto N la tubería esta operando como canal, y se debe instalar en dicho punto una cámara rompe presión.

Análisis del tramo del punto M al punto N:

Carga disponible:

H = 1,100 – 1,040 => H = 60.00 m

La altura disponible es mayor a la presión máxima que puede soportar la tubería, entonces en este tramo la línea no puede operar totalmente a presión, sino un tramo como canal y tramo como presión. Para la condición indicada la carga disponible será 50 m, y se debe instalar una caja rompe presión en la cota:

Cota = 1,040.00 + 50.00 => Cota = 1,090.00 m

Diámetro de la línea:

$$50.00 = 1741 \frac{1{,}200 \times 500^{1.85}}{D^{4.87} \times 100^{1.85}}$$ => D = 16.38”

Si se considera en el tramo un solo diámetro, la tubería sería de 18”, y con una velocidad de:

$$V = \frac{4 \times 0.500}{\pi \times (0.0254 \times 18)^2}$$ => V = 3.046 m/s

Si se considera dos tuberías en paralelo en el tramo, existen dos alternativas: una paralela a la tubería de 16” y una paralela a la tubería de 14”.

Alternativa 1: Paralela a una tubería de 16”:

$16.38^{2.63} = 16^{2.63} + D^{2.63}$ => D = 5.63”

El diámetro sería de 6”, pero no se dispone de esa tubería.

Alternativa 2: Paralela a una tubería de 14”:

$16.38^{2.63} = 14^{2.63} + D^{2.63}$ => D = 10.85”

El diámetro sería de 12”, pero no se dispone de esa tubería.

La solución es una tubería de 18”.

Pérdida de carga en el tramo:

$$hf = 1741 \frac{1{,}200 \times 500^{1.85}}{18^{4.87} \times 100^{1.85}}$$ => hf = 31.615 m

Cota piezométrica en el punto M:

CPM = 1,040.00 + 31.615 => CPM = 1,071.615 m

Como la cota piezométrica en el punto M es menor a su cota topográfica, esto significa que en el punto M la tubería esta operando como canal, y se debe instalar en dicho punto una cámara rompe presión.

Análisis del tramo del reservorio R-1 al punto M:

Carga disponible:

H = 1,225 – 1,100 => H = 125.00 m

La altura disponible es mayor a la presión máxima que puede soportar la tubería, entonces en este tramo la línea no puede operar totalmente a presión, sino un tramo como canal y tramo como presión. Para esta condición la carga disponible será 50 m, y se deben instalar dos cajas rompe presión en las siguientes cotas:

Cota1 = 1,100.00 + 50.00 => Cota1 = 1,150.00 m

Cota 2 = 1,150.00 + 50.00 => Cota2 = 1,200.00 m

Diámetro de la línea:

$$50.00 = 1741 \frac{1{,}300 \ x \ 500^{1.85}}{D^{4.87} \ x \ 100^{1.85}} \qquad => \qquad D = 16.65"$$

Si se considera un solo diámetro, la tubería sería de 18", y con una velocidad de:

$$V = \frac{4 \ x \ 0.500}{\pi \ x \ (0.0254 \ x \ 18)^2} \qquad => \qquad V = 3.046 \text{ m/s}$$

Si se considera dos tuberías en paralelo en el tramo, existen dos alternativas: una paralela a la tubería de 16" y una paralela a la tubería de 14".

Alternativa 1: Paralela a una tubería de 16":

$$16.65^{2.63} = 16^{2.63} + D^{2.63} \qquad => \qquad D = 6.94"$$

El diámetro sería de 8", pero no se dispone de esa tubería.

Alternativa 2: Paralela a una tubería de 14":

$$16.65^{2.63} = 14^{2.63} + D^{2.63} \qquad => \qquad D = 11.37"$$

El diámetro sería de 12", pero no se dispone de esa tubería.

La solución es una tubería de 18".

Pérdida de carga en el tramo:

$$hf = 1741 \frac{1{,}300 \ x \ 500^{1.85}}{18^{4.87} \ x \ 100^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 34.250 \text{ m}$$

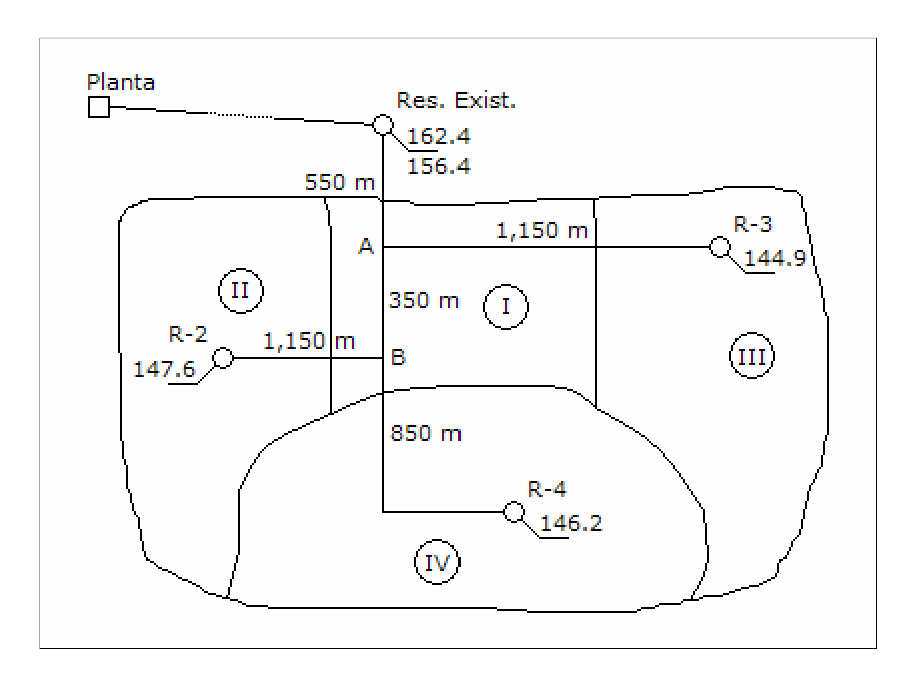
Cota piezométrica en el reservorio R-1:

$$CPR\text{-}1 = 1{,}100.00 + 34.250 \qquad => \qquad CPR\text{-}1 = 1{,}134.250 \text{ m}$$

Como la cota piezométrica en el reservorio R-1 es menor que su cota topográfica, esto significa que en el reservorio R-1 la tubería de salida esta operando como canal.

Pregunta Nº 23: Para el esquema mostrado, la línea de conducción entre la planta de tratamiento y el reservorio elevado existente, tiene el siguiente perfil:

Longitud (m)	0	250	500	750	1,000	1,250	1,500	1,650
Cota (m)	172.5	169.7	166.1	167.0	168.8	156.2	150.8	148.4



Existe tres zonas zonificaciones (ZA, ZM, ZB), cada reservorio tiene las áreas de influencia que se indican en el siguiente cuadro:

Tipo de Zonificación	Áreas de Servicio (Ha)				Densidad (hab/Ha)	Cobertura (%)
	I	II	III	IV		
ZA	86	161	135	96	210	85
ZM	175	114	102	174	170	95
ZB	96	-	-	46	120	100

Parámetros de diseño adicionales: dotación = 200 Lphd, dotación población no servida = 50 Lphd, coeficiente de variación diaria = 1.3, costo de tubería = 1.5 $D^{1.5}$. Determinar:

a. Cuadro de caudales para cada zona de servicio.
b. Diseñar la línea de conducción de la planta de tratamiento al reservorio existente.
c. Diseñar la línea de conducción desde el reservorio existente hasta los reservorios elevados proyectados. La cota de ingreso al reservorio proyectado puede varias 0.50 m, considerar como pérdida de carga de accesorios en le reservorio siete veces la carga de velocidad.
d. Como varían los caudales de llegada a los reservorios proyectados cuando el existente esta lleno con una altura de agua de 5.00 m.
e. Costo de inversión de las líneas de conducción.

<u>Solución</u>:

Para las tuberías se considera un coeficiente de rugosidad de 140.

a. Cuadro de caudales por cada zona de servicio: se desarrollará para un área de servicio y luego se presenta una consolidando todos los resultados.

Área de servicio I:

Zonificación ZA:

Población servida y no servida:

Ps = 86 x 210 x 0.85 => Ps = 15,351 hab

Pns = 86 x 210 x 0.15 => Pns = 2,709 hab

Caudales:

$$Qp = \frac{15{,}351 \times 200 + 2{,}709 \times 50}{86{,}400}$$ => Qp = 37.10 lps

Qmd = 1.3 x 48.23 => Qmd = 48.23 lps

Zonificación ZM:

Población servida y no servida:

Ps = 175 x 170 x 0.95 => Ps = 28,263 hab

Pns = 175 x 170 x 0.05 => Pns = 1,487 hab

Caudales:

$$Qp = \frac{28{,}263 \times 200 + 1{,}487 \times 50}{86{,}400}$$ => Qp = 66.28 lps

Qmd = 1.3 x 66.28 => Qmd = 86.17 lps

Zonificación ZB:

Población servida:

Ps = 96 x 120 x 1.00 => Ps = 11,520 hab

Caudales:

$$Qp = \frac{11{,}520 \times 200}{86{,}400}$$ => Qp = 26.67 lps

Qmd = 1.3 x 26.67 => Qmd = 34.67 lps

Caudales totales:

Qp = 37.10 + 66.28 + 26.67 => Qp = 130.05 lps

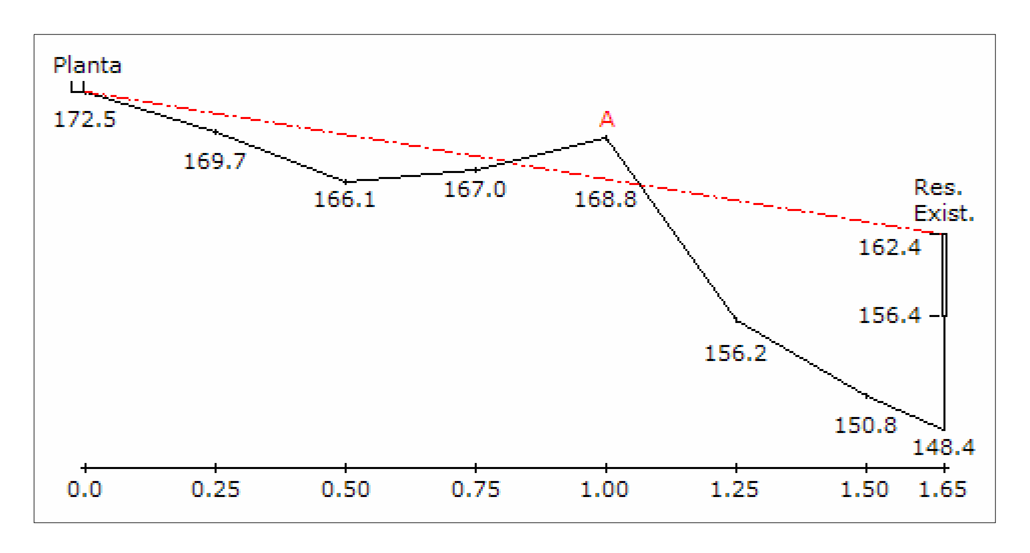
Qmd = 48.23 + 86.17 + 34.67 => Qmd = 169.07 lps

De igual forma se determina para las otras áreas de servicio, el resumen de los resultados se indica en el siguiente cuadro:

Área de servicio I				
Zonificación	Ps (hab)	Pns (hab)	Qp (lps)	Qmd (lps)
ZA	15,351	2,709	37.10	48.23
ZM	28,263	1,487	66.28	86.17
ZB	11,520	-	26.67	34.67
Total	55,134	4,196	130.05	169.07
Área de servicio II				
Zonificación	Ps (hab)	Pns (hab)	Qp (lps)	Qmd (lps)
ZA	28,739	5,071	69.46	90.30
ZM	18,411	969	43.18	56.13
ZB	-	-	-	-
Total	47,150	6,040	112.64	146.43
Área de servicio III				
Zonificación	Ps (hab)	Pns (hab)	Qp (lps)	Qmd (lps)
ZA	24,098	4,252	58.24	75.72
ZM	16,473	867	38.63	50.22
ZB	-	-	-	-
Total	40,571	5,119	96.87	125.94
Área de servicio IV				
Zonificación	Ps (hab)	Pns (hab)	Qp (lps)	Qmd (lps)
ZA	17,136	3,024	41.42	53.84
ZM	28,101	1,479	65.90	85.68
ZB	5,520	-	12.78	16.61
Total	50,757	4,503	120.10	156.13
Total	193,612	19,858	459.67	597.58

b. Línea de conducción planta de tratamiento a reservorio existente:

Con la información de la planta al reservorio existente, se desarrolla el perfil de la línea:



Carga disponible:

H = 172.50 – 162.40 => H = 10.10 m

Diámetro de la línea, considerando para la pérdida de accesorios en la descarga del reservorio elevado un coeficiente total de 7.00:

$$10.10 = 1741 \frac{1{,}650 \text{ x } 597.58^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 7 \text{ x } 0.59758^{2}}{9.81 \text{ x } \pi^{2} \text{ x } (0.0254 \text{ x } D)^{4}}$$

$f(D) = 42'099{,}656.19 \, D^{-4.87} + 496{,}222.57 \, D^{-4} - 10.06$

$f'(D) = -205'025{,}325.63 \, D^{-5.87} - 1'984{,}890.29 \, D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
22.874	1.812	-2.467	0.734	23.608
23.608	0.157	-2.057	0.076	23.684
23.684	0.002	-2.019	0.001	23.685
23.685	0.000	-2.019	0.000	23.685

Si se considera una tubería de 24" de diámetro, la pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio y la pérdida de carga en la tubería hasta el punto A son:

$$V = \frac{4 \times 0.59758}{\pi\,(0.0254 \times 24)^2} \quad => \quad V = 2.047 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{7 \times 2.047^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.496 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{650 \times 597.58^{1.85}}{24^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 3.148 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 162.40 + 1.496 + 3.148 => CPA = 167.044 m

La gradiente esta por debajo del terreno y muy cerca del nivel de la tubería, para que no exista problemas con la línea, la tubería debe estar por debajo de la cota piezométrica del punto A, lo cual implica que la tubería en el punto A debe estar como máximo en la cota:

Cota = 167.044 – 0.610 => Cota = 166.434 m

Siendo la cota de terreno en el punto A de 168.80 m, el fondo de la tubería debe estar enterrado como mínimo a 2.366 m. Con esta condición la línea de gradiente pasa por encima de la tubería en el punto A.

c. Líneas de conducción a cada reservorio:

Para el diseño de las líneas de conducción se tendrá como referencia la gradiente más desfavorable que existe entre el reservorio existente y los reservorios proyectados, esta se da para el reservorio R-2:

Carga disponible:

H = 156.40 – 147.60 => H = 8.80 m

Longitud total:

L = 550 + 350 + 1,150 => L = 2,050 m

Gradiente hidráulica mínima disponible:

$$S = \frac{8.80}{2{,}050} \quad => \quad S = 4.29‰$$

Tramo del reservorio existente al punto A:

Diámetro de la tubería, considerando la gradiente mínima disponible:

$$0.00429 = 1741 \frac{428.50^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad D = 22.68''$$

La tubería tendrá un diámetro de 24”. La velocidad y pérdida de carga en la línea es:

$$V = \frac{4 \times 0.42850}{\pi \times (0.0254 \times 24)^2} \qquad => \qquad V = 1.468 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741 \frac{550 \times 428.50^{1.85}}{24^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 1.440 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 156.40 – 1.440 => CPA = 154.960 m

Tramo del punto A al reservorio R-3:

Carga disponible:

H = 154.960 – 144.90 => H = 10.06 m

Diámetro de la línea, considerando para la pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio elevado un coeficiente total de 7.00:

$$10.06 = 1741 \frac{1{,}150 \times 125.94^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 7 \times 0.12594^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254 \times D)^4}$$

$f(D) = 1'646{,}124.09\ D^{-4.87} + 22{,}040.01\ D^{-4} - 10.06$

$f'(D) = -\ 8'016{,}624.31\ D^{-5.87} - 88{,}160.04\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f’(D)	-f(D)/f’(D)	D’
11.765	1.152	-4.556	0.253	12.018
12.018	0.068	-4.028	0.017	12.035
12.035	0.000	-3.995	0.000	12.035

La tubería tendrá un diámetro de 12”. La pérdida de carga en la descarga en el reservorio y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.12594}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \quad => \quad V = 1.726 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{7 \times 1.726^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.063 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{1{,}150 \times 125.94^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 9.138 \text{ m}$$

Cota de descarga en el reservorio R-3:

Cd3 = 154.960 – 9.138 – 1.063 => Cd3 = 144.759 m

La cota de descarga del reservorio R-3 se tiene que disminuir en:

ΔCd3 = 144.90 – 144.759 => ΔCd3 = 0.141 m

La variación de la cota de descarga es menor de 0.50 m, por consiguiente el diámetro del tramo es 12”.

Tramo del punto A al punto B:

Diámetro de la tubería, considerando la gradiente mínima disponible:

$$0.00429 = 1741 \frac{302.56^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad D = 19.00''$$

El diámetro será de 20”. La velocidad y pérdida de carga en la línea es:

$$V = \frac{4 \times 0.30256}{\pi \times (0.0254 \times 20)^2} \quad => \quad V = 1.493 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741 \frac{350 \times 302.56^{1.85}}{20^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 1.170 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto B:

CPB = 154.960 – 1.170 => CPB = 153.790 m

Tramo del punto B al reservorio R-2:

Carga disponible:

H = 153.790 – 147.600 => H = 6.19 m

Diámetro de la línea, considerando para la pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio elevado un coeficiente total de 7.00:

$$6.19 = 1741\,\frac{1{,}150 \text{ x } 146.43^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 7 \text{ x } 0.14643^{2}}{9.81 \text{ x } \pi^{2} \text{ x } (0.0254 \text{ x } D)^{4}}$$

$f(D) = 2'175{,}581.52\ D^{-4.87} + 29{,}795.08\ D^{-4} - 6.19$

$f'(D) = -\ 10'595{,}082.00\ D^{-5.87} - 119{,}180.31\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
13.765	0.831	-2.431	0.342	14.107
14.107	0.056	-2.110	0.026	14.133
14.133	0.001	-2.087	0.000	14.133

El diámetro de la tubería será de 14". La pérdida de carga en la descarga y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.14643}{\pi\,(0.0254 \text{ x } 14)^{2}}$$ => V = 1.474 m/s

$$hfa = \frac{7 \text{ x } 1.474^{2}}{2 \text{ x } 9.81}$$ => hfa = 0.776 m

$$hf = 1741\,\frac{1{,}150 \text{ x } 146.43^{1.85}}{14^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => hf = 5.701 m

Cota de descarga en el reservorio R-2:

Cd2 = 153.790 – 5.701 – 0.776 => Cd2 = 147.313 m

La cota de descarga del reservorio R-2 se tiene que disminuir en:

ΔCd2 = 147.60 – 147.313 => ΔCd2 = 0.287 m

La variación de la cota de descarga es menor de 0.50 m, por consiguiente el diámetro del tramo es 14".

Tramo del punto B al reservorio R-4:

Carga disponible:

H = 153.790 – 146.200 => H = 7.59 m

Diámetro de la línea, considerando para la pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio elevado un coeficiente total de 7.00:

$$7.59 = 1741 \frac{850 \times 156.13^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 7 \times 0.15613^{2}}{9.81 \times \pi^{2} \times (0.0254 \times D)^{4}}$$

$f(D) = 1'810{,}633.69\ D^{-4.87} + 33{,}873.27\ D^{-4} - 7.59$

$f'(D) = -\ 8'817{,}786.06\ D^{-5.87} - 135{,}493.08\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
12.712	1.298	-3.316	0.391	13.103
13.103	0.109	-2.785	0.039	13.142
13.142	0.001	-2.738	0.000	13.142

Considerando un diámetro de 14". La pérdida de carga en la descarga y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.15613}{\pi\,(0.0254 \times 14)^{2}}$$ => V = 1.572 m/s

$$hfa = \frac{7 \times 1.572^{2}}{2 \times 9.81}$$ => hfa = 0.882 m

$$hf = 1741 \frac{850 \times 156.13^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => hf = 4.744 m

Cota de descarga en el reservorio R-4:

Cd4 = 153.790 – 0.882 – 4.744 => Cd4 = 148.164 m

La cota de descarga del reservorio R-2 se tiene que aumentar en:

ΔCd4 = 148.164 – 146.200 => ΔCd4 = 1.964 m

La variación de la cota de descarga es mayor a 0.50 m, por consiguiente se tiene que emplear tuberías en serie de 14" y 12" de diámetro. Con el diámetro de 12"

descargando en el reservorio, la pérdida de carga por accesorios es:

$$V = \frac{4 \times 0.15613}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \qquad => \qquad V = 2.140 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{7 \times 2.140^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 1.634 \text{ m}$$

La carga disponible para la pérdida de carga de las tuberías en serie de 14” y 12” es:

H = 7.590 – 1.634 => H = 5.956 m

Como las velocidades son menores de 3.50 m/s, entonces se puede instalar tuberías en serie. La longitud de las tuberías en serie:

$$1741\,\frac{156.13^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}}\,L_{14"} + 1741\,\frac{156.13^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}}\,L_{12"} = 5.956$$

$0.00559\,L_{14"} + 0.01182\,L_{12"} = 5.956$ y $L_{14"} + L_{12"} = 850$

Resolviendo:

$L_{14"} = 655.94$ m y $L_{12"} = 194.06$ m

La longitud de la tubería de 12” de diámetro es 22.83% de la longitud total, mayor a 15%, entonces se tiene que instalar tuberías en serie conformada por 655.94 m de 14” de diámetro y 194.06 m de 12” de diámetro.

d. Caudales a los reservorios proyectados cuando el reservorio existente tiene una altura de agua de 5.00 m.

Se tendrá como referencia la gradiente más desfavorable entre el reservorio existente y los reservorios proyectados, esta se da para el reservorio R-2:

Carga disponible:

H = (156.40 + 5.00) – 147.60 => H = 13.80 m

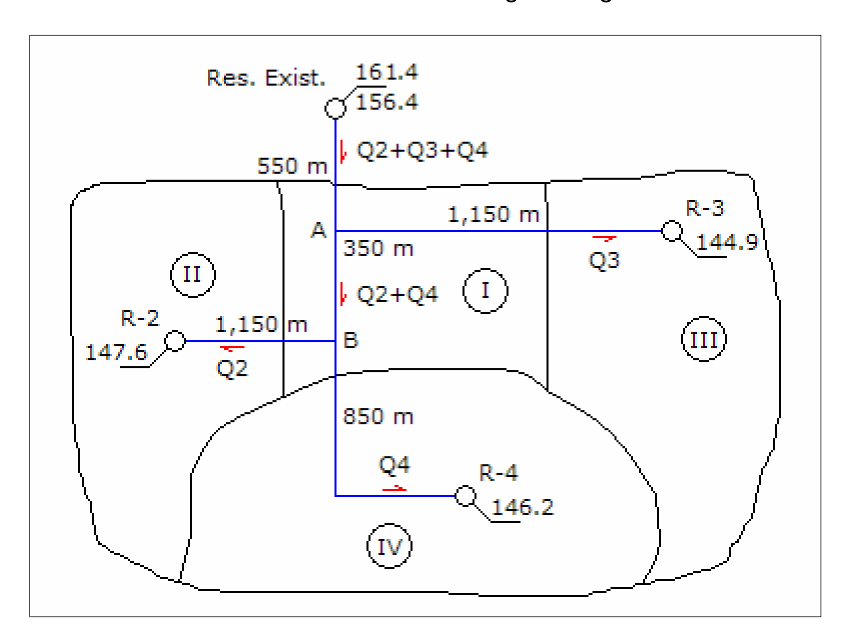
Longitud total:

L = 550 + 350 + 1,150 => L = 2,050 m

Gradiente hidráulica mínima disponible:

$$S = \frac{13.80}{2{,}050} \qquad \Rightarrow \qquad S = 6.73‰$$

La distribución de los caudales se muestra en el siguiente gráfico:



Tramo del punto B al reservorio R-2:

Pérdida de carga en el tramo con la gradiente promedio:

$$hf = 0.00673 \times 1{,}150 \qquad \Rightarrow \qquad hf = 7.741 \text{ m}$$

Caudal en la línea, con la pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$7.741 = 1741 \frac{1{,}150 \times Q2^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 7 \times (0.001 \times Q2)^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254 \times 14)^4}$$

$$f(Q2) = 3.617198 \times 10^{-5}\, Q2^{2} + 5.617152 \times 10^{-4}\, Q2^{1.85} - 7.741$$

$$f'(Q2) = 7.234396 \times 10^{-5}\, Q2 + 1.039173 \times 10^{-3}\, Q2^{0.85}$$

Resolviendo en la siguiente tabla:

Q2	f(Q2)	f'(Q2)	-f(Q2)/f'(Q2)	Q2'
172.762	1.080	0.095	-11.317	161.445
161.445	0.031	0.090	-0.343	161.102

161.102	0.000	0.090	-0.001	161.101
161.101	0.000	0.000	0.000	161.101

El caudal es 161.101 lps. La pérdida de carga en la descarga y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.161101}{\pi\,(0.0254 \times 14)^2} \qquad => \qquad V = 1.622 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{7 \times 1.622^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 0.939 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{1{,}150 \times 161.101^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 6.802 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto B:

CPB = 147.60 + 0.939 + 6.802 => CPB = 155.341 m

Tramo del punto B al reservorio R-4:

Carga disponible en el tramo:

H = 155.341 – 146.20 => hf = 9.141 m

Caudal en la línea, con la pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$9.141 = 1741\left(\frac{655.94}{14^{4.87}} + \frac{194.06}{12^{4.87}}\right)\frac{Q4^{1.85}}{140^{1.85}} + \frac{8 \times 7 \times (0.001 \times Q4)^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254 \times 12)^4}$$

$f(Q4) = 6.701306 \times 10^{-5}\, Q4^{2} + 5.212026 \times 10^{-4}\, Q4^{1.85} - 9.141$

$f'(Q4) = 1.340261 \times 10^{-4}\, Q4 + 9.642248 \times 10^{-4}\, Q4^{0.85}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

Q4	f(Q4)	f'(Q4)	-f(Q4)/f'(Q4)	Q4'
196.810	2.596	0.112	-23.113	173.697
173.697	0.136	0.101	-1.348	172.349
172.349	0.001	0.100	-0.005	172.344
172.344	0.000	0.000	0.000	172.344

El caudal es 172.344 lps. La pérdida de carga en la descarga y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.172344}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \qquad => \qquad V = 2.362 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{7 \times 2.362^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 1.990 \text{ m}$$

$$hf_{14"} = 1741\,\frac{655.94 \times 172.344^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 4.396 \text{ m}$$

$$hf_{12"} = 1741\,\frac{194.06 \times 172.344^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 2.755 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto B:

CPB = 146.20 + 1.990 + 2.755 + 4.396 => CPB = 155.341 m

Tramo del punto A al punto B:

Caudal en el tramo:

Q = 161.101 + 172.344 => Q = 333.445 lps

Pérdida de carga en la tubería:

$$hf = 1741\,\frac{350 \times 333.445^{1.85}}{20^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 1.400 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 155.341 + 1.400 => CPA = 156.741 m

Tramo del punto A al reservorio R-3:

Carga disponible en el tramo:

H = 156.741 – 144.90 => hf = 11.841 m

Caudal en la línea, considerando la pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$11.841 = 1741\,\frac{1{,}150 \times Q3^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 7 \times (0.001 \times Q3)^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254 \times 12)^4}$$

$f(Q3) = 6.701306 \times 10^{-5}\ Q3^{2} + 1.190000 \times 10^{-3}\ Q3^{1.85} - 11.841$

$f'(Q3) = 1.340261 \times 10^{-4}\ Q3 + 2.201501 \times 10^{-3}\ Q3^{0.85}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

Q3	f(Q3)	f'(Q3)	-f(Q3)/f'(Q3)	Q3'
144.876	1.407	0.171	-8.244	136.632
136.632	0.035	0.162	-0.214	136.418
136.418	0.000	0.162	-0.001	136.417
136.417	0.000	0.000	0.000	136.417

El caudal en el tramo es 136.417 lps. La pérdida de carga en la descarga y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.136417}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \quad => \quad V = 1.870\ m/s$$

$$hfa = \frac{7 \times 1.870^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.247\ m$$

$$hf = 1741\,\frac{1{,}150 \times 136.417^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 10.594\ m$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 144.90 + 1.247 + 10.594 => CPA = 156.741 m

Tramo del reservorio existente al punto A:

Caudal en el tramo:

Q = 333.445 + 136.417 => Q = 469.862 lps

Pérdida de carga en la tubería:

$$hf = 1741\,\frac{550 \times 469.862^{1.85}}{24^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 1.707\ m$$

Cota piezométrica en el reservorio existente:

CP = 156.741 + 1.707 => CP = 158.448 m

La cota piezométrica del reservorio es 161.400 m, mayor a la cota encontrada de 158.448 m, lo que indica que hay carga disponible que se puede utilizar para conducir un caudal mayor. Se tiene que corregir la pérdida de carga para el reservorio R-2, en forma proporcional a la pérdida de carga total disponible y la encontrada:

$$hf = \frac{161.400 - 147.600}{158.448 - 147.600} \times 7.741 \qquad \Rightarrow \qquad hf = 9.848 \text{ m}$$

Con esta pérdida de carga en el tramo del punto B al reservorio R2 se determina el caudal, la pérdida de carga y caudal en los otros tramos, los resultados son:

hf	Q2	Q4	Q3	CP
7.741	161.101	172.344	136.417	158.448
9.848	183.256	192.415	150.895	161.301
9.919	183.962	193.059	151.364	161.398
9.920	183.972	193.068	151.369	161.399
9.921	183.982	193.077	151.375	161.400

Los caudales para los reservorios R-2, R-4 y R-3 son 183.98, 193.08 y 151.38 lps, respectivamente.

e. Costo de inversión de las líneas de conducción:

Costo de tuberías:

$$C = 1{,}650 \times 1.5 \times 24^{1.5} + 550 \times 1.5 \times 24^{1.5} + 1{,}150 \times 1.5 \times 12^{1.5} + 350 \times 1.5 \times 20^{1.5} + \ldots$$

$$\ldots + 1{,}150 \times 1.5 \times 14^{1.5} + 655.94 \times 1.5 \times 14^{1.5} + 194.06 \times 1.5 \times 12^{1.5}$$

$$\Rightarrow \qquad C = \$\ 660{,}665.27$$

Pregunta Nº 24: El trazo de una línea de conducción tiene un desnivel entre el ingreso y salida de 19.50 m, y una longitud de 2,800 m. Los caudales de diseño para la primera y segunda etapa, de 10 años cada una, son 100 y 170 lps, respectivamente. Utilizar tubería de asbesto cemento de 10” y 12” de diámetro, con costos de $ 43.00 y $ 55.00, respectivamente. Determinar la solución económica, si el interés es 12%.

Solución:

Para la tubería de asbesto cemento se considerará un coeficiente de rugosidad de 140. La solución tiene tres alternativas.

Alternativa 1: diseñar la primera etapa con tuberías en serie y la segunda etapa con tuberías paralelas en serie:

Diseño para la primera etapa:

Diámetro de la tubería:

$$19.50 = 1741 \frac{2{,}800 \times 100^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad D = 11.30"$$

Puede utilizarse tuberías en serie de 12" y 10", verificando velocidades:

$$V_{12"} = \frac{4 \times 0.100}{\pi \times (0.0254 \times 12)^2} \qquad => \qquad V_{12"} = 1.371 \text{ m/s}$$

$$V_{10"} = \frac{4 \times 0.100}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \qquad => \qquad V_{10"} = 1.974 \text{ m/s}$$

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, se puede instalar tuberías en serie. La longitud de cada tubería es:

$$1741 \frac{100^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{12"} + 1741 \frac{100^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{10"} = 19.50$$

$0.00519\ L_{12"} + 0.01260\ L_{10"} = 19.50$ y $L_{12"} + L_{10"} = 2{,}800$

Resolviendo:

$L_{12"} = 2{,}128.70$ m y $L_{10"} = 671.30$ m

La longitud de la tubería de 10" de diámetro representa el 23.97% de la longitud total de la línea, mayor a 15%, por consiguiente es recomendable instalar tuberías en serie con las longitudes encontradas.

Costo de la tubería:

$C = 2{,}128.70 \times 55 + 671.30 \times 43$ => $C = \$\ 145{,}944.44$

Diseño para la segunda etapa:

Diámetro de la tubería:

$$19.50 = 1741 \frac{2{,}800 \times 70^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad D = 9.86"$$

Como se dispone de tuberías de 12" y 10", el diámetro será 10". La velocidad es:

$$V_{10"} = \frac{4 \times 0.070}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{10"} = 1.381 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 3.50 m/s. El costo de la tubería es:

C = 2,800 x 43 => C = $ 120,400.00

Valor presente del costo de la tubería de segunda etapa:

$$C = \frac{120{,}400}{1.12^{10}} \quad \Rightarrow \quad C = \$\ 38{,}765.58$$

Costo total de la alternativa:

C = 145,944.44 + 38,765.58 => C = $ 184,710.01

Segunda alternativa: diseñar la primera etapa con una sola tubería y en la segunda etapa con tuberías paralelas en serie:

Diseño para la primera etapa:

Diámetro de la tubería:

$$19.50 = 1741 \frac{2{,}800 \times 100^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad D = 11.30"$$

La tubería tendrá un diámetro de 12", la velocidad es:

$$V_{12"} = \frac{4 \times 0.100}{\pi \times (0.0254 \times 12)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{12"} = 1.371 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 3.50 m/s. El costo de la tubería es:

C = 2,800 x 55 => C = $ 154,000.00

Diseño para la segunda etapa:

Capacidad de la línea de conducción de 12" de diámetro:

$$19.50 = 1741 \frac{2{,}800 \times Q^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad Q = 117.27 \text{ lps}$$

Caudal para la tubería paralela:

$Q = 170.00 - 117.27$ => $Q = 52.73$ lps

Diámetro de la tubería paralela:

$$19.50 = 1741 \frac{2{,}800 \times 52.73^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad D = 8.86''$$

Como se dispone de tubería de 12” y 10”, el diámetro será 10”. La velocidad es:

$$V_{10''} = \frac{4 \times 0.05273}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{10''} = 1.041 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 3.50 m/s. El costo de la tubería es:

$C = 2{,}800 \times 43$ => $C = \$\ 120{,}400.00$

Valor presente del costo de la tubería de segunda etapa:

$$C = \frac{120{,}400}{1.12^{10}} \quad \Rightarrow \quad C = \$\ 38{,}765.58$$

Costo total de la alternativa:

$C = 154{,}000.00 + 38{,}765.58$ => $C = \$\ 192{,}765.58$

Tercera alternativa: diseñar la tubería para la segunda etapa:

Diámetro de la tubería:

$$19.50 = 1741 \frac{2{,}800 \times 170^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad D = 13.82''$$

La solución es tuberías en serie de 12” y 14” de diámetro, pero no se tiene tubería de 14” de diámetro. La solución será buscando un número de tuberías paralelas de los diámetros disponibles para tener el diámetro equivalente encontrado.

Considerando “m” tuberías de 10” y “n” tuberías de 12”:

$$13.82^{2.63} = m \times 10^{2.63} + n \times 12^{2.63}$$

Para m = 0, las paralelas de tubería de 12” son:

$$13.82^{2.63} = 0 \times 10^{2.63} + n \times 12^{2.63} \quad \Rightarrow \quad n = 1.45$$

Se necesita 2 tuberías paralelas de 12", el costo es:

C = 2 x 2,800 x 55 => C = $ 308,000.00

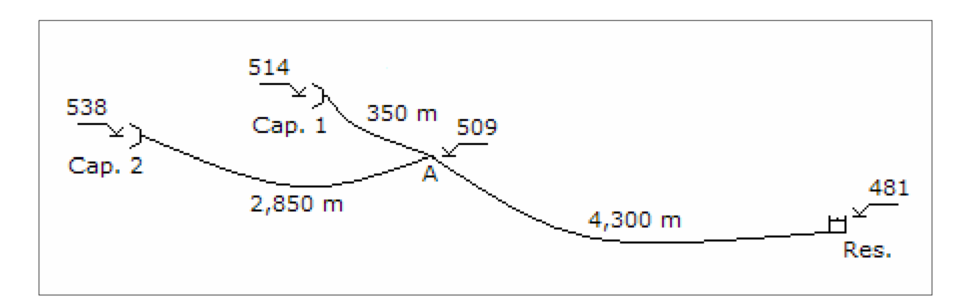
Variando los valores de "m" para encontrar los valores de "n" en la ecuación de equivalencia de tuberías, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

m	n	n	Costo m ($)	Costo n ($)	Total ($)
0	1.45	2	0	308,000.00	308,000.00
1	0.83	1	120,400.00	154,000.00	274,400.00
2	0.21	1	240,800.00	154,000.00	394,800.00
3	-0.41	0	361,200.00	0	361,200.00

La solución de menor costo es 1 paralela de 10" y 1 paralelas de 12", con un costo total de $ 274,400.00.

De las alternativas analizadas, la solución de menor costo es la alternativa 1 con un costo total de $ 184,710.01.

Pregunta Nº 25: En el esquema mostrado, los rendimientos de los manantiales 1 y 2 son 25 y 42 lps, respectivamente. Considerando tuberías de asbesto cemento, diseñar las líneas de conducción.



Solución:

Considerando para la tubería de asbesto cemento un coeficiente de rugosidad de 140.

Tramo del punto A al reservorio Res:

Altura disponible:

H = 509.00 – 481.00 => H = 28.00 m

Diámetro de la línea, considerando la pérdida de accesorios en la descarga en el reservorio:

$$28.00 = 1741 \frac{4{,}300 \ x \ 67^{1.85}}{D^{4.87} \ x \ 140^{1.85}} + \frac{8 \ x \ 5 \ x \ 0.067^{2}}{9.81 \ x \ \pi^{2} \ x \ (0.0254 \ x \ D)^{4}}$$

$f(D) = 1'914{,}999.86 \ D^{-4.87} + 4{,}445.60 \ D^{-4} - 28.00$

$f'(D) = -\ 9'326{,}049.30 \ D^{-5.87} - 17{,}822.39 \ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
9.836	0.475	-14.056	0.034	9.870
9.870	0.002	-13.775	0.000	9.87

La tubería tendrá un diámetro de 10". La pérdida de carga en la descarga en el reservorio y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \ x \ 0.067}{\pi \ (0.0254 \ x \ 10)^{2}} \quad \Rightarrow \quad V = 1.322 \ m/s$$

$$hfa = \frac{5 \ x \ 1.322^{2}}{2 \ x \ 9.81} \quad \Rightarrow \quad hfa = 0.446 \ m$$

$$hf = 1741 \frac{4{,}300 \ x \ 67^{1.85}}{10^{4.87} \ x \ 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 25.833 \ m$$

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 481.00 + 0.446 + 25.833 => CPA = 507.278 m

La cota piezométrica del punto A es menor que su cota topográfica, la línea trabaja como canal en el tramo y debe instalarse en el punto una caja rompe presión.

Tramo de la captación 1 al punto A:

Altura disponible:

H = 514.00 – 509.00 => H = 5.00 m

Diámetro de la línea:

$$5.00 = 1741 \frac{350 \ x \ 25^{1.85}}{D^{4.87} \ x \ 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad D = 5.76"$$

El diámetro será de 6”. La velocidad y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.025}{\pi\,(0.0254 \text{ x } 6)^2} \qquad => \qquad V = 1.371 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741\,\frac{350 \text{ x } 25^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 4.084 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la captación 1:

CPC1 = 509.00 + 4.084 => CPC1 = 513.084 m

Como la cota piezométrica de la captación 1 es menor que su cota topográfica, la línea trabaja como canal en ese tramo.

Tramo de la captación 2 al punto A:

Altura disponible:

H = 538.00 – 509.00 => H = 29.00 m

Diámetro de la línea:

$$29.00 = 1741\,\frac{2{,}850 \text{ x } 42^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \qquad => \qquad D = 7.52”$$

El diámetro será de 8”. La velocidad y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.042}{\pi\,(0.0254 \text{ x } 8)^2} \qquad => \qquad V = 1.295 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741\,\frac{2{,}850 \text{ x } 42^{1.85}}{8^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 21.393 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la captación 2:

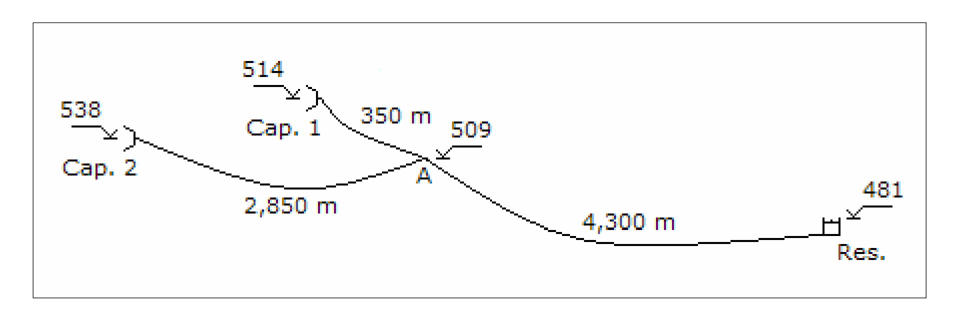
CPC2 = 509.00 + 21.393 => CPC2 = 530.393 m

La cota piezométrica es menor que la cota topográfica, la línea trabaja como canal.

Pregunta Nº 26: Para la pregunta anterior, Pregunta Nº 16, el rendimiento del manantial 1 se incrementa en 10 lps. Determinar la ampliación del sistema proyectado.

Solución:

Considerando para las tuberías un coeficiente de rugosidad de 140, y el gráfico anterior:



Tramo del punto A al reservorio Res:

El diámetro del tramo es 10" y en el punto A existe una caja rompe presión. Para el nuevo caudal de 77 lps, una alternativa es mantener el mismo diámetro en la línea. La pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.077}{\pi\,(0.0254 \text{ x } 10)^2} \quad => \quad V = 1.520 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 1.520^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 0.588 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{4{,}300 \text{ x } 77^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 33.415 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 481.00 + 0.588 + 33.415 => CPA = 515.003 m

La cota piezométrica del punto A es mayor que la cota de la captación 1, por consiguiente se tiene que instalar una tubería paralela a la existente. Se mantiene el mismo diámetro en la descarga al reservorio, y la pérdida de carga es:

- Velocidad en la tubería V = 1.520 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en la descarga hf = 0.588 m

Carga disponible para la tubería:

H = 509.00 – 481.00 – 0.588 => H = 27.412 m

Capacidad de la tubería existente:

$$27.412 = 1741\,\frac{4{,}300\ x\ Q^{1.85}}{10^{4.87}\ x\ 140^{1.85}} \quad => \quad Q = 69.18\ lps$$

Capacidad para la tubería paralela:

Q = 77.00 – 69.18 => Q = 7.82 lps

Diámetro de la tubería paralela:

$$27.412 = 1741\,\frac{4{,}300\ x\ 7.82^{1.85}}{D^{4.87}\ x\ 140^{1.85}} \quad => \quad D = 4.37''$$

Se puede utilizar tuberías en serie de 6” y 4”, verificando las velocidades:

$$V_{6''} = \frac{4\ x\ 0.00782}{\pi\ x\ (0.0254\ x\ 6)^2} \quad => \quad V_{6''} = 0.429\ m/s$$

$$V_{4''} = \frac{4\ x\ 0.00782}{\pi\ x\ (0.0254\ x\ 4)^2} \quad => \quad V_{4''} = 0.965\ m/s$$

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, entonces se puede instalar tuberías en serie. La longitud de las tuberías en serie:

$$1741\,\frac{7.82^{1.85}}{6^{4.87}\ x\ 140^{1.85}}\,L_{6''} + 1741\,\frac{7.82^{1.85}}{4^{4.87}\ x\ 140^{1.85}}\,L_{4''} = 27.142$$

$0.00136\ L_{6''} + 0.00979\ L_{4''} = 27.412$ y $L_{6''} + L_{4''} = 4{,}300$

Resolviendo:

$L_{6''} = 1{,}742.38$ m y $L_4 = 2{,}557.62$ m

La longitud de la tubería de 6” de diámetro es 40.52% de la longitud total, mayor de 15%; entonces se tiene que instalar una tubería paralela conformada por 1,742.38 m de 6” de diámetro y 2,557.62 m de 4” de diámetro.

Tramo de la captación 1 al punto A:

El diámetro existente es de 6”. Para la nueva condición de operación una alternativa es mantener el mismo diámetro en toda la línea. La pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.035}{\pi\,(0.0254 \times 6)^2} \quad => \quad V = 1.919 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741 \frac{350 \times 35^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 7.611 \text{ m}$$

Cota piezométrica de la captación 1:

CPC1 = 509.00 + 7.611 => CPC1 = 516.611 m

La cota piezométrica de la captación 1 es mayor que su cota de terreno, por consiguiente se tiene que instalar una paralela a la tubería existente. La carga disponible para la tubería:

H = 514.00 – 509.00 => H = 5.00 m

Capacidad de la tubería existente:

$$5.00 = 1741 \frac{350 \times Q^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad Q = 27.89 \text{ lps}$$

Capacidad para la tubería paralela:

Q = 35.00 – 27.89 => Q = 7.11 lps

Diámetro de la tubería paralela:

$$5.00 = 1741 \frac{350 \times 7.11^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad D = 3.57''$$

Se puede utilizar tuberías en serie de 4” y 3” de diámetro, primero se verifica las velocidades:

$$V_{4''} = \frac{4 \times 0.00711}{\pi \times (0.0254 \times 4)^2} \quad => \quad V_{4''} = 0.877 \text{ m/s}$$

$$V_{3''} = \frac{4 \times 0.00711}{\pi \times (0.0254 \times 3)^2} \quad => \quad V_{3''} = 1.559 \text{ m/s}$$

Las velocidades son adecuadas, porque son menores de 3.50 m/s, por consiguiente se puede instalar tuberías en serie. La longitud de las tuberías en serie es:

$$1741 \frac{7.11^{1.85}}{4^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{4"} + 1741 \frac{7.11^{1.85}}{3^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{3"} = 5.00$$

$0.00821\ L_{4"} + 0.03333\ L_{3"} = 5.00$ y $L_{4"} + L_{3"} = 350$

Resolviendo:

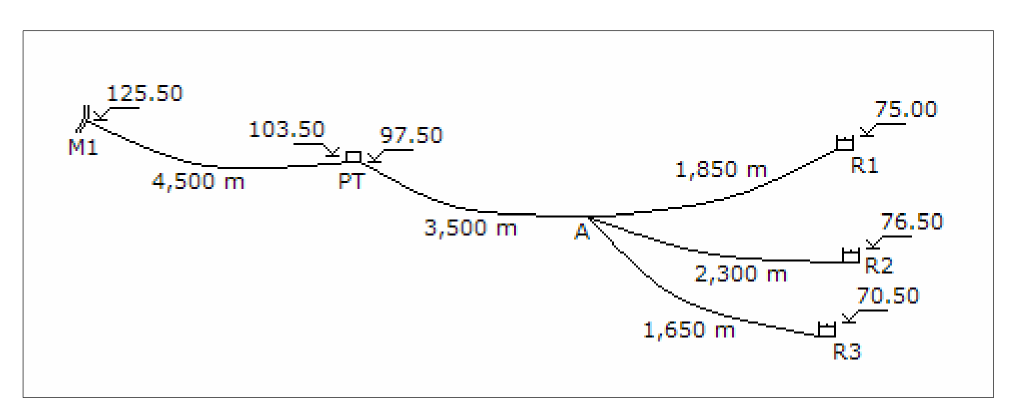
$L_{4"} = 265.36$ m y $L_{3"} = 84.64$ m

La longitud de la tubería de 3" de diámetro es 24.18% de la longitud total, mayor a 15%, entonces se tiene que instalar una tubería paralela conformada por 265.36 m de 4" de diámetro y 84.64 m de 3" de diámetro.

Tramo de la captación 2 al punto A:

Como las características hidráulicas, caudal y cotas de terreno, se mantienen constante, no es necesario modificar el diámetro, por consiguiente se mantiene el diámetro de 8".

Pregunta Nº 27: El sistema mostrado abastece a tres localidades a través de los reservorios R1, R2 y R3 para poblaciones de 56550, 47350 y 38750 habitantes, respectivamente. El agua proviene de la fuente M1, la cual se lleva a la planta de tratamiento indicada, la fuente tiene como producción mínima 450 lps.



Considerar 200 Lphd como dotación para una cobertura de 90%, y 50 Lphd para la población no servida; coeficiente de variación diaria de 1.3; costo de tubería = 1.45 $D^{1.57}$, coeficiente de rugosidad de las tuberías = 140. Determinar:

a. Los caudales de diseño totales, para cada localidad.
b. Diseñar la línea de conducción captación-planta.
c. Diseñar las líneas de conducción planta-reservorio.
d. Costo total del sistema de conducción.

Solución:

a. Caudales para cada localidad:

a.1 Localidad del reservorio R1:

$$Qp_1 = \frac{56{,}550\ x\ 0.9\ x\ 200 + 56{,}550\ x\ 0.1\ x\ 50}{86{,}400} \quad => \quad Qp_1 = 121.09\ lps$$

$Qmd_1 = 1.3 \times 121.09$ => $Qmd_1 = 157.41$ lps

a.2 Localidad del reservorio R2:

$$Qp_2 = \frac{47{,}350\ x\ 0.9\ x\ 200 + 47{,}350\ x\ 0.1\ x\ 50}{86{,}400} \quad => \quad Qp_2 = 101.39\ lps$$

$Qmd_2 = 1.3 \times 101.39$ => $Qmd_2 = 131.80$ lps

a.3 Localidad del reservorio R3:

$$Qp_3 = \frac{38{,}750\ x\ 0.9\ x\ 200 + 38{,}750\ x\ 0.1\ x\ 50}{86{,}400} \quad => \quad Qp_3 = 82.97\ lps$$

$Qmd_3 = 1.3 \times 82.97$ => $Qmd_3 = 107.86$ lps

a.4 Caudal total:

Qp = 121.09 + 101.39 + 82.97 => Qp = 305.44 lps

Qmd = 157.41 + 131.80 + 107.86 => Qmd = 397.08 lps

b. Línea de conducción entre la captación y la planta:

Carga disponible:

H = 125.50 – 103.50 => H = 22.00 m

Diámetro de la tubería:

$$22.00 = 1741\,\frac{4{,}500\ x\ 397.08^{1.85}}{D^{4.87}\ x\ 140^{1.85}} \quad => \quad D = 20.51"$$

Se puede utilizarse tuberías en serie de 24” y 20” de diámetro, verificando velocidades:

$$V_{24"} = \frac{4 \text{ x } 0.39708}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 24)^2} \quad => \quad V_{24"} = 1.360 \text{ m/s}$$

$$V_{20"} = \frac{4 \text{ x } 0.39708}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 20)^2} \quad => \quad V_{20"} = 1.959 \text{ m/s}$$

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, se puede instalar tuberías en serie:

$$1741 \frac{397.08^{1.85}}{24^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{24"} + 1741 \frac{397.08^{1.85}}{20^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{20"} = 22.00$$

$0.00227\ L_{24"} + 0.00553\ L_{20"} = 22.00$ y $L_{24"} + L_{20"} = 4{,}500$

Resolviendo:

$L_{24"} = 880.99$ m y $L_{20"} = 3{,}619.01$ m

La longitud de la tubería de 24" de diámetro representa el 19.58% de la longitud total, mayor a 15%, por consiguiente se puede instalar tuberías en serie conformada por 880.99 m de 24" de diámetro y 3,619.01 m de 20" de diámetro.

Costo de la tubería:

$C = 880.99 \text{ x } 1.45 \text{ x } 24^{1.57} + 3{,}619.01 \text{ x } 1.45 \text{ x } 20^{1.57}$ => C = $ 766,478.00

c. Líneas de conducción de la planta a los reservorios:

Para que existe flujo de la planta a los tres reservorios, la cota piezométrica del punto A tiene que ser mayor que la cota de descarga del reservorio R2 y menor que la cota de la planta. Se empezará el análisis por el reservorio R3 que tiene la cota más baja de descarga.

c.1 Tramo del punto A al reservorio R3:

Altura mínima disponible:

H = 76.50 – 70.50 => H = 6.00 m

Diámetro máximo incluyendo la pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$6.00 = 1741 \frac{1{,}650 \text{ x } 107.86^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.10786^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (0.0254 \text{ x } D)^4}$$

$f(D) = 1'773{,}119.92\ D^{-4.87} + 11{,}547.21\ D^{-4} - 6.00$

$f'(D) = -\ 8'635{,}084.27\ D^{-5.87} - 46{,}188.85\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
13.284	0.370	-2.311	0.016	13.444
13.444	0.013	-2.155	0.006	13.450
13.450	0.000	-2.150	0.000	13.450

La tubería tendrá un diámetro máximo de 13.450", será menor o igual a 12".

En forma similar al caso anterior se determina el diámetro mínimo, los resultados:

- Altura disponible 27.00 m
- Diámetro mínimo 9.848 m
- Diámetro mayor o igual a 10"

El diámetro del tramo puede ser 12" ó 10", se considera 12".

Velocidad, pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.10786}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \qquad \Rightarrow \qquad V = 1.478 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.478^2}{2 \times 9.81} \qquad \Rightarrow \qquad hfa = 0.557 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{1{,}650 \times 107.86^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad \Rightarrow \qquad hf = 9.843 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 70.50 + 0.557 + 9.843 => CPA = 80.900 m

Costo de la tubería:

$C = 1{,}650 \times 1.45 \times 12^{1.57}$ => C = $ 118,349.52

c.2 Tramo del punto A al reservorio R2:

Altura disponible:

H = 80.900 – 76.50 => H = 4.40 m

Diámetro considerando la pérdida de carga de accesorios en R2:

$$4.40 = 1741 \frac{2{,}300 \text{ x } 131.80^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.13180^{2}}{9.81 \text{ x } \pi^{2} \text{ x } (0.0254 \text{ x } D)^{4}}$$

f(D) = 3'581,238.54 $D^{-4.87}$ + 17,241.98 D^{-4} – 4.40

f'(D) = – 17'440,631.71 $D^{-5.87}$ – 68,967.93 D^{-5}

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
16.356	0.241	-1.369	0.176	16.532
16.532	0.007	-1.286	0.006	16.538
16.538	-0.001	-1.283	0.000	16.538

La tubería puede tener un diámetro de 16", o tuberías en serie de 16" y 18". Considerando un diámetro de 16". La velocidad, pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.13180}{\pi\, (0.0254 \text{ x } 16)^{2}}$$ => V = 1.016 m/s

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 1.016^{2}}{2 \text{ x } 9.81}$$ => hfa = 0.263 m

$$hf = 1741 \frac{2{,}300 \text{ x } 131.80^{1.85}}{16^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => hf = 4.897 m

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 76.50 + 0.263 + 4.897 => CPA = 81.661 m

Lo cota piezométrica del punto A es 80.900 m, para el equilibrio hidráulico la cota de descarga de R2 debe disminuir en 0.761 m. La nueva cota de descarga de R2:

Cd2 = 76.50 – 0.761 => Cd2 = 75.739 m

Costo de la tubería:

C = 2,300 x 1.45 x $16^{1.57}$ => C = $ 259,157.76

c.3 Tramo del punto A al reservorio R1:

Altura disponible:

H = 80.900 – 75.00 => H = 5.90 m

Diámetro de la tubería, considerando la pérdida de carga de accesorios en la descarga en R1:

$$5.90 = 1741 \frac{1{,}850 \ x \ 157.41^{1.85}}{D^{4.87} \ x \ 140^{1.85}} + \frac{8 \ x \ 5 \ x \ 0.15741^{2}}{9.81 \, x \ \pi^{2} \ x \ (0.0254 \ x \ D)^{4}}$$

f(D) = 4'000,768.51 $D^{-4.87}$ + 24,593.54 D^{-4} – 5.90

f'(D) = – 19'483,742.66 $D^{-5.87}$ – 98,374.15 D^{-5}

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
15.754	0.399	-1.925	0.207	15.961
15.961	0.016	-1.784	0.009	15.970
15.970	-0.001	-1.778	0.000	15.970

La tubería puede tener un diámetro de 16", o tuberías en serie de 14" y 16". Considerando un diámetro de 16".

La velocidad, pérdida de carga por accesorios en la descarga de R1 y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \ x \ 0.15741}{\pi \ (0.0254 \ x \ 16)^{2}}$$ => V = 1.213 m/s

$$hfa = \frac{5 \, x \, 1.213^{2}}{2 \ x \ 9.81}$$ => hfa = 0.375 m

$$hf = 1741 \frac{1{,}850 \ x \ 157.41^{1.85}}{16^{4.87} \ x \ 140^{1.85}}$$ => hf = 5.471 m

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 75.00 + 0.375 + 5.471 => CPA = 80.846 m

Lo cota piezométrica del punto A es 80.900 m, para tener el equilibrio hidráulico la cota de descarga del reservorio R1 se debe aumentar en 0.054 m. La nueva cota de descarga de R1 será:

Cd1 = 75.00 + 0.054 => Cd1 = 75.054 m

Costo de la tubería:

$C = 1{,}850 \times 1.45 \times 16^{1.57}$ => C = $ 208,452.98

c.4 Tramo de la planta al punto A:

Altura disponible:

H = 97.50 – 80.900 => H = 16.60 m

Diámetro de la tubería:

$$16.60 = 1741 \frac{3{,}500 \times 397.08^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => D = 20.64”

Puede utilizarse tuberías en serie de 24” y 20”, verificando las velocidades:

$$V_{24"} = \frac{4 \times 0.39708}{\pi \times (0.0254 \times 24)^2}$$ => $V_{24"}$ = 1.360 m/s

$$V_{20"} = \frac{4 \times 0.39708}{\pi \times (0.0254 \times 20)^2}$$ => $V_{20"}$ = 1.959 m/s

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, se puede instalar tuberías en serie. La longitud de cada tubería es:

$$1741 \frac{397.08^{1.85}}{24^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{24"} + 1741 \frac{397.08^{1.85}}{20^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{20"} = 16.60$$

$0.00227\ L_{24"} + 0.00553\ L_{20"} = 22.00$ y $L_{24"} + L_{20"} = 4{,}500$

Resolviendo:

$L_{24"} = 2{,}541.68$ m y $L_{20"} = 1{,}958.32$ m

La longitud de la tubería de 20” de diámetro es el 43.50% de la longitud total de la línea, mayor a 15%, por consiguiente es recomendable instalar tuberías en serie conformada por 2,541.68 m de 24” de diámetro y 1,958.32 m de 20” de diámetro.

Costo de la tubería:

$C = 2{,}541.68 \times 1.45 \times 24^{1.57} + 1{,}958.32 \times 1.45 \times 20^{1.57}$ => C = $ 854,512.13

d. Costo total del sistema de conducción:

$C = 766{,}478.00 + 118{,}349.52 + 259{,}157.76 + 208{,}452.98 + 854{,}512.13$

=> $C = \$\ 2'206{,}950.39$

Pregunta Nº 28: Ampliar la capacidad de una línea de conducción existente que tiene tubería de asbesto cemento de 10" de diámetro y 1,250 m de longitud, la máxima carga disponible es 24.50 m, y la demanda futura es 125 lps. Determinar la solución técnica económica considerando que el costo de la tubería de asbesto cemento es $1.2\ D^{1.5}$.

Solución:

Para la tubería de asbesto cemento se considerara un coeficiente de rugosidad de 140. Capacidad máxima de conducción y la velocidad de la línea existente:

$$24.50 = 1741 \frac{1{,}250\ Q^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad Q = 126.96 \text{ lps}$$

$$V = \frac{4 \times 0.12696}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 2.506 \text{ m/s}$$

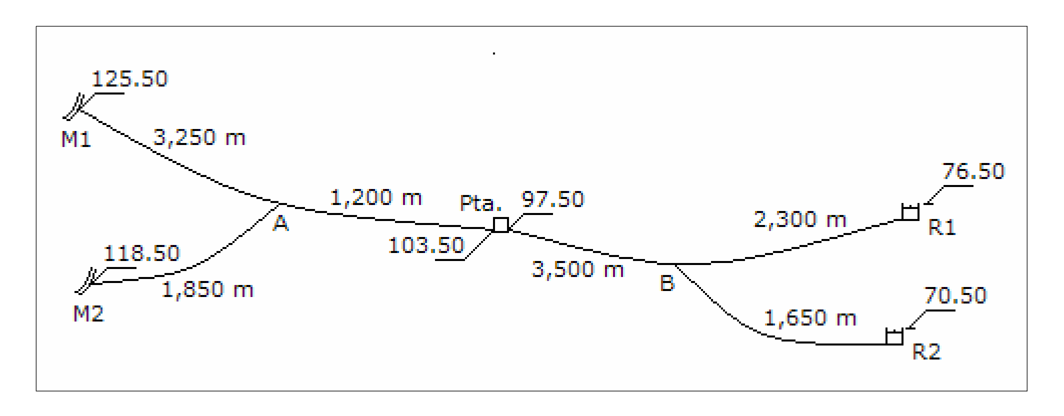
La línea puede conducir un caudal mayor a la demanda futura, y la velocidad es menor a 3.50 m/s, por consiguiente no requiere ampliación.

Pregunta Nº 29: El sistema mostrado en la siguiente página abastece a dos localidades a través de los reservorios R1 y R2, para una población de 56,550 y 38,750 habitantes, respectivamente. El agua proviene de las fuentes M1 y M2, las cuales se llevan a la planta de tratamiento indicada; cada fuente tiene una producción máxima de 200 y 150 lps, respectivamente. Considerar 200 lppd como dotación para la población servida con una cobertura de 80% y 50 lppd para la población no servida, coeficientes de variación diaria de 1.3, costo de tubería = $1.4\ D^{1.57}$, coeficiente de rugosidad para las tuberías de 140. Determinar:

a. Los caudales de diseño totales, para cada localidad, caudal a captar de cada fuente.
b. Diseñar las líneas de conducción de la captación a la planta de tratamiento.
c. Diseñar las líneas de conducción de la planta de tratamiento a los reservorios.
d. Costo total del sistema de conducción.

Solución:

Caudales para cada localidad:



Caudal de la localidad del reservorio R1:

$$Qp_1 = \frac{56{,}550 \times 0.8 \times 200 + 56{,}550 \times 0.2 \times 50}{86{,}400} \quad \Rightarrow \quad Qp_1 = 111.27 \text{ lps}$$

$$Qmd_1 = 1.3 \times 111.27 \quad \Rightarrow \quad Qmd_1 = 144.65 \text{ lps}$$

Caudal de la localidad del reservorio R2:

$$Qp_2 = \frac{38{,}750 \times 0.8 \times 200 + 38{,}750 \times 0.2 \times 50}{86{,}400} \quad \Rightarrow \quad Qp_2 = 76.24 \text{ lps}$$

$$Qmd_2 = 1.3 \times 76.24 \quad \Rightarrow \quad Qmd_2 = 99.12 \text{ lps}$$

Caudal total:

$$Qp = 111.27 + 76.24 \quad \Rightarrow \quad Qp = 187.51 \text{ lps}$$

$$Qmd = 144.65 + 99.12 \quad \Rightarrow \quad Qmd = 243.77 \text{ lps}$$

Para la captación del caudal de cada fuente existen varias alternativas, una de ellas es captar de la fuente M1 200.00 lps y de la fuente M2 se captar 43.77 lps.

Diseño de las líneas de conducción de la captación a la planta de tratamiento:

b.1 Tramo del punto A hasta la planta de tratamiento:

Considerando una gradiente hidráulica promedio desde la fuente M1 hasta la planta de tratamiento:

$$S = \frac{118.50 - 103.50}{1{,}850 + 1{,}200} \quad \Rightarrow \quad S = 4.92 \text{ ‰}$$

La pérdida de carga estimada en el tramo sería:

hf = 0.00492 x 1,200 => hf = 5.902 m

Diámetro de la tubería:

$$5.902 = 1741 \frac{1{,}200 \times 243.77^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad D = 17.02"$$

El diámetro será de 18", la velocidad es:

$$V = \frac{4 \times 0.24377}{\pi \times (0.0254 \times 18)^2} \quad => \quad V = 1.485 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 3.50 m/s. La pérdida de carga en la tubería es:

$$hf = 1741 \frac{1{,}200 \times 243.77^{1.85}}{18^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 4.491 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 103.50 + 4.491 => CPA = 107.991 m

b.2 Tramo de la fuente M1 al punto A:

Carga disponible:

H = 118.50 – 107.991 => H = 10.509 m

Diámetro de la tubería:

$$10.509 = 1741 \frac{1{,}850 \times 43.77^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad D = 8.60"$$

Puede utilizarse tuberías en serie de 10" y 8", verificando las velocidades:

$$V_{10"} = \frac{4 \times 0.04377}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \quad => \quad V_{10"} = 0.864 \text{ m/s}$$

$$V_{8"} = \frac{4 \times 0.04377}{\pi \times (0.0254 \times 8)^2} \quad => \quad V_{8"} = 1.350 \text{ m/s}$$

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, se puede instalar tuberías en serie. La longitud de cada tubería es:

$$1741 \frac{43.77^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{10"} + 1741 \frac{43.77^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{8"} = 10.509$$

$0.00273\ L_{10"} + 0.00810\ L_{8"} = 10.509$ y $L_{10"} + L_{8"} = 1{,}850$

Resolviendo:

$L_{10"} = 834.43$ m y $L_{8"} = 1{,}015.57$ m

La longitud de la tubería de 10" de diámetro es el 54.90% de la longitud total de la línea, mayor a 15%, por consiguiente es recomendable instalar tuberías en serie conformada por 834.43 m de 10" de diámetro y 1,015.57 m de 8" de diámetro.

b.3 Tramo de la fuente M2 al punto A:

Carga disponible:

$H = 125.50 - 107.991$ => $H = 17.509$ m

Diámetro de la tubería:

$$17.509 = 1741 \frac{3{,}250 \times 200^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad D = 15.49"$$

Puede utilizarse tuberías en serie de 16" y 14" de diámetro, verificando las velocidades:

$$V_{16"} = \frac{4 \times 0.200}{\pi \times (0.0254 \times 16)^2} \quad => \quad V_{16"} = 1.542 \text{ m/s}$$

$$V_{14"} = \frac{4 \times 0.200}{\pi \times (0.0254 \times 14)^2} \quad => \quad V_{14"} = 2.014 \text{ m/s}$$

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, se puede instalar tuberías en serie. La longitud de cada tubería es:

$$1741 \frac{200^{1.85}}{16^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{16"} + 1741 \frac{200^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{14"} = 17.509$$

$0.00461\ L_{16"} + 0.00883\ L_{14"} = 17.509$ y $L_{16"} + L_{14"} = 3{,}250$

Resolviendo:

$L_{16"} = 2,648.02$ m y $L_{14"} = 601.98$ m

La longitud de la tubería de 14" de diámetro es el 18.52% de la longitud total de la línea, mayor a 15%, por consiguiente es recomendable instalar tuberías en serie conformada por 2,648.06 m de 16" de diámetro y 601.94 m de 14" de diámetro.

Diseño de las líneas de conducción de la planta de tratamiento a los reservorios:

c.1 Tramo del punto B al reservorio R2:

Altura mínima disponible:

H = 76.50 – 70.50 => H = 6.00 m

Diámetro máximo de la tubería, incluyendo la pérdida de carga por accesorios en la descarga:

$$6.00 = 1741 \frac{1,650 \times 99.12^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.09912^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254 \times D)^4}$$

$f(D) = 1'516,434.97\ D^{-4.87} + 9,751.17\ D^{-4} - 6.00$

$f'(D) = -7'385,038.28\ D^{-5.87} - 30,004.69\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
12.864	0.356	-2.382	0.150	13.014
13.014	0.011	-2.227	0.005	13.019
13.019	0.000	-2.222	0.000	13.019

La tubería tendrá un diámetro máximo de 13.019", será menor o igual a 12".

En forma similar al caso anterior se determina el diámetro mínimo, los resultados:

- Altura disponible 27.00 m
- Diámetro mínimo 9.533 m
- Diámetro mayor o igual a 10"

El diámetro del tramo puede ser 12" ó 10", se considera 12".

Velocidad, pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.09912}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \qquad => \qquad V = 1.358 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.358^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 0.470 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{1{,}650 \times 99.12^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 8.418 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto B:

CPB = 70.50 + 0.470 + 8.418 => CPB = 79.388 m

c.2 Tramo del punto B al reservorio R1:

Altura disponible:

H = 79.388 – 76.50 => H = 2.888 m

Diámetro de la tubería considerando la pérdida de carga de accesorios en la descarga en R1:

$$2.888 = 1741\,\frac{2{,}300 \times 144.65^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.14465^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254 \times D)^4}$$

$f(D) = 4'253{,}685.25\ D^{-4.87} + 20{,}767.23\ D^{-4} - 2.888$

$f'(D) = -\ 20'715{,}447.15\ D^{-5.87} - 83{,}068.94\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
18.474	0.178	-0.800	0.223	18.697
18.697	0.006	-0.746	0.008	18.705
18.705	0.000	-0.744	0.000	18.705

La tubería puede tener un diámetro de 18", o tuberías en serie de 18" y 20". Considerando un diámetro de 18". La velocidad, pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.14465}{\pi\,(0.0254 \times 18)^2} \qquad => \qquad V = 0.881 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 0.881^2}{2 \times 9.81} \quad \Rightarrow \quad hfa = 0.198 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{2{,}300 \times 144.65^{1.85}}{18^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 3.278 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto B:

CPB = 76.50 + 0.198 + 3.278 => CPB = 79.976 m

Lo cota piezométrica del punto B es 79.388 m, para el equilibrio hidráulico la cota de descarga de R1 debe disminuir en 0.588 m. La nueva cota de descarga de R1:

Cd1 = 76.50 – 0.588 => Cd1 = 75.912 m

c.3 Tramo de la planta al punto B:

Altura disponible:

H = 97.50 – 79.976 => H = 17.524 m

Diámetro de la tubería:

$$17.524 = 1741 \frac{3{,}500 \times 243.77^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad D = 16.96''$$

Puede utilizarse tuberías en serie de 18" y 16" de diámetro, verificando las velocidades:

$$V_{18"} = \frac{4 \times 0.24377}{\pi \times (0.0254 \times 18)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{18"} = 1.485 \text{ m/s}$$

$$V_{16"} = \frac{4 \times 0.24377}{\pi \times (0.0254 \times 16)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{16"} = 0.900 \text{ m/s}$$

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, se puede instalar tuberías en serie. La longitud de cada tubería es:

$$1741 \frac{243.77^{1.85}}{18^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{18"} + 1741 \frac{243.77^{1.85}}{16^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{16"} = 17.524$$

$0.00374\ L_{18"} + 0.00664\ L_{16"} = 17.524$ y $L_{18"} + L_{16"} = 3{,}500$

Resolviendo:

$L_{18"} = 1,973.76$ m y $L_{16"} = 1,526.24$ m

La longitud de la tubería de 16" de diámetro es el 43.61% de la longitud total de la línea, mayor a 15%, por consiguiente es recomendable instalar tuberías en serie conformada por 1,973.76 m de 18" de diámetro y 1,526.24 m de 16" de diámetro.

Costo total del sistema de conducción:

Costo de la tubería:

$$C = 1,200.00 \times 1.45 \times 18^{1.57} + 834.43 \times 1.45 \times 10^{1.57} + 1,015.57 \times 1.45 \times 8^{1.57} + \ldots$$

$$\ldots + 2,648.06 \times 1.45 \times 16^{1.57} + 601.94 \times 1.45 \times 14^{1.57} + 1,650 \times 1.45 \times 12^{1.57} + \ldots$$

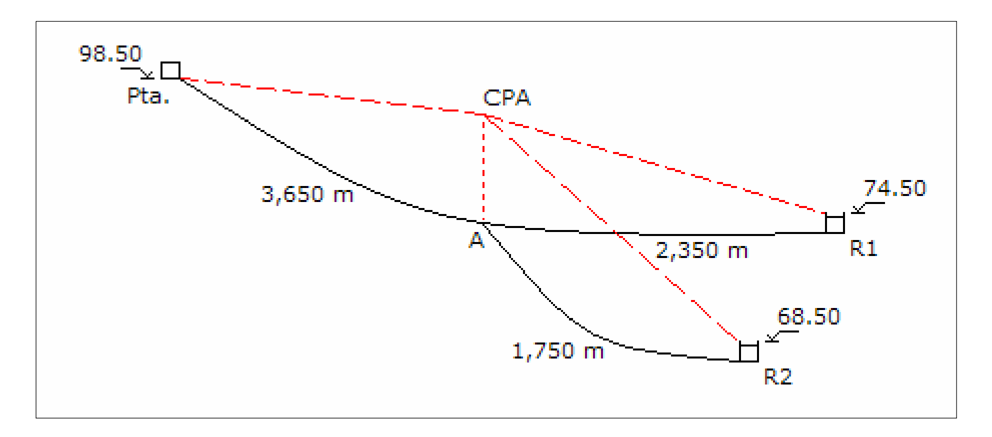
$$\ldots + 2,300.00 \times 1.45 \times 18^{1.57} + 1,973.76 \times 1.45 \times 18^{1.57} + 1,526.24 \times 1.45 \times 16^{1.57}$$

$$\Rightarrow \quad C = \$\ 1'469,236.52$$

Pregunta Nº 30: La línea de conducción que sale de una planta de tratamiento, cota 98.50 m, tiene una longitud de 3,750 m hasta un punto en donde se ramifica en dos tuberías, una de 2,350 m de longitud hasta el reservorio R1 con cota de ingreso 74.50 m, y la otra de 1,750 m de longitud hasta el reservorio R2 con cota de ingreso de 68.50 m. A los reservorios proyectados R1 y R2 se debe conducir 145 y 105 lps, respectivamente. Diseñar las líneas de conducción con el criterio de mínimo costo considerando tubería de PVC, coeficiente de rugosidad de 150, y determinar el costo total si el costo unitario es $1.45\ D^{1.45}$.

<u>Solución</u>:

El gráfico del sistema de conducción es el siguiente:



Empezaremos el análisis por el reservorio ubicado en la cota menor.

Análisis del tramo del punto A al reservorio R2:

Altura mínima disponible:

H = 74.50 – 68.50 => H = 6.00 m

El diámetro máximo considerando las pérdidas por accesorios en el ingreso del reservorio:

$$6.00 = 1741\,\frac{1{,}750 \text{ x } 105^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 150^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.105^{2}}{9.81 \text{ x } \pi^{2} \text{ x } (0.0254\ D)^{4}}$$

$f(D) = 1'574{,}955.16\ D^{-4.87} + 10{,}942.96\ D^{-4} - 6.00$

$f'(D) = -\ 7'670{,}031.63\ D^{-5.87} - 43{,}771.86\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
12.964	0.338	-2.374	0.164	13.128
13.128	0.013	-2.206	0.006	13.134
13.134	0.000	-2.200	0.000	13.134

El diámetro máximo será de 12".

Altura máxima disponible:

H = 98.50 – 68.50 => H = 30.00 m

El diámetro mínimo, con las pérdidas por accesorios en el ingreso del reservorio:

$$30.00 = 1741\,\frac{1{,}750 \text{ x } 105^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 150^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.105^{2}}{9.81 \text{ x } \pi^{2} \text{ x } (0.0254\ D)^{4}}$$

$f(D) = 1'574{,}955.16\ D^{-4.87} + 10{,}942.96\ D^{-4} - 6.00$

$f'(D) = -\ 7'670{,}031.63\ D^{-5.87} - 43{,}771.86\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
9.316	1.453	-16.306	0.089	9.405

9.405	0.041	-15.426	0.003	9.408
9.408	-0.005	-15.398	0.000	9.408

El diámetro mínimo será de 10”.

El diámetro en el tramo puede ser 10” ó 12”:

Alternativa 1: Diámetro de 10”:

La velocidad, la pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.105}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \quad => \quad V = 2.072 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 2.072^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.094 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{1{,}750 \times 105^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 21.246 \text{ m}$$

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 68.50 + 1.094 + 21.246 => CPA = 90.840 m

Análisis del tramo del punto A al reservorio R1:

Carga disponible:

H = 90.840 – 74.50 => H = 16.340 m

Diámetro considerando las pérdidas por accesorios al ingreso del reservorio:

$$16.340 = 1741 \frac{2{,}350 \times 145^{1.85}}{D^{4.87} \times 150^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.145^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254\ D)^4}$$

$f(D) = 3'842{,}630.35\ D^{-4.87} + 20{,}868.55\ D^{-4} - 16.340$

$f'(D) = -\ 18'713{,}609.79\ D^{-5.87} - 83{,}474.22\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f’(D)	-f(D)/f’(D)	D’
12.675	0.809	-6.534	0.124	12.799

12.799	0.022	-6.173	0.004	12.803
12.803	-0.003	-6.162	0.000	12.803

Se puede utilizar tuberías en serie de 14” y 12”, verificando las velocidades:

$$V_{14"} = \frac{4 \text{ x } 0.145}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 14)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{14"} = 1.460 \text{ m/s}$$

$$V_{12"} = \frac{4 \text{ x } 0.145}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 12)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{12"} = 1.987 \text{ m/s}$$

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, se puede instalar tuberías en serie. La longitud de cada tubería es:

$$1741 \frac{145^{1.85}}{14^{4.87} \text{ x } 150^{1.85}} L_{14"} + 1741 \frac{145^{1.85}}{12^{4.87} \text{ x } 150^{1.85}} L_{12"} = 16.340$$

$0.00428\ L_{14"} + 0.00908\ L_{12"} = 16.340$ y $L_{14"} + L_{12"} = 2{,}350$

Resolviendo:

$L_{14"} = 1{,}041.48$ m y $L_{12"} = 1{,}308.52$ m

La longitud de la tubería de 12” de diámetro representa el 55.68% de la línea, mayor a 15%, por consiguiente es recomendable instalar tuberías en serie conformada por 1,041.48 m de 14” de diámetro y 1,308.52 m de 12” de diámetro.

Análisis del tramo de la planta de tratamiento al punto A:

Carga disponible:

$H = 98.50 – 90.84 \quad \Rightarrow \quad H = 7.66$ m

Diámetro de la tubería:

$$7.66 = 1741 \frac{3{,}750 \text{ x } 250^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 150^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad D = 20.04"$$

El diámetro será de 20”, la velocidad y la pérdida de carga en la tubería es:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.250}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 20)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 1.233 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741 \frac{3{,}750 \times 250^{1.85}}{20^{4.87} \times 150^{1.85}} \quad => \quad hf = 7.749 \text{ m}$$

Cota piezométrica de la planta de tratamiento:

CP = 90.840 + 7.749 => CP = 98.589 m

La cota piezométrica es mayor a la cota de salida de la planta de tratamiento, la cual debe corregirse, se debe aumentar en 0.089 m; es decir, la cota de salida de la planta de tratamiento debe ser 98.589 m.

Costo de la tubería:

$C = 1{,}750.00 \times 1.45 \times 10^{1.45} + 1{,}041.48 \times 1.45 \times 14^{1.45} + 1{,}308.52 \times 1.45 \times 12^{1.45} + \ldots$

$\ldots + 3{,}750.00 \times 1.45 \times 20^{1.45}$

=> C = $ 629,190.38

Alternativa 2: Diámetro de 12”:

Siguiendo la metodología de la primera alternativa, los resultados obtenidos son los siguientes:

- Caudal de conducción	105 lps
- Diámetro de la tubería	12”
- Velocidad en la tubería	1.439 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en la descarga	0.528 m
- Pérdida de carga en la tubería	18.735 m
- Cota piezométrica del punto A	87.763 m

Análisis del tramo del punto A al reservorio R1:

- Caudal de conducción	145 lps
- Carga disponible	13.263 m
- Diámetro exacto con las pérdidas por accesorios	13.368”
- Diámetros de tuberías en serie	14” y 12”
- Velocidad para la tubería de 14” de diámetro	1.460 m/s
- Velocidad para la tubería de 12” de diámetro	1.987 m/s
- Longitud de la tubería de 14” de diámetro	1,683.63 m
- Longitud de la tubería de 12” de diámetro	666.37 m
- Porcentaje de longitud de la tubería de 12” de diámetro	28.36%

Análisis del tramo de la planta de tratamiento al punto A:

- Caudal de conducción	250 lps

- Carga disponible	10.737 m
- Diámetro exacto de la tubería	18.70”
- Diámetros de tuberías en serie	20” y 18”
- Velocidad para la tubería de 20” de diámetro	1.233 m/s
- Velocidad para la tubería de 18” de diámetro	1.523 m/s
- Longitud de la tubería de 20” de diámetro	1,592.76 m
- Longitud de la tubería de 18” de diámetro	2,157.24 m
- Porcentaje de longitud de la tubería de 18” de diámetro	57.53%

Costo de la tubería:

- Costo total	$ 625,270.08

La alternativa de mínimo costo es la segunda, con un monto total de $ 625,270.08.

CAPITULO 9

LINEA DE IMPULSION

Pregunta Nº 1: Para determinar el diámetro económico de una línea de impulsión se utiliza la fórmula de Bresse, pero esta no da directamente el diámetro económico, para encontrarlo se tiene que hacer un análisis económico. ¿Qué consideraciones deben hacerse en la deducción de la fórmula de Bresse para obtener directamente el diámetro económico de una línea de impulsión?

Respuesta:

La fórmula de Bresse se ha deducido no considerando una serie de factores que influyen en el diámetro económico, por ello que se obtiene un diámetro aproximado y luego con el análisis técnico económico se determina el diámetro económico.

Los factores que deben considerarse en la deducción de la fórmula de Bresse para obtener directamente el diámetro económico son:

- Las pérdidas de carga se dan en las tuberías y accesorios que existen en la descarga en el reservorio, en la línea de impulsión y en la estación de bombeo.

- Para determinar la pérdida de carga en las tuberías se puede emplear la fórmula de Darcy o de Hazen y Williams, para la primera hay que tener en cuenta que el coeficiente de fricción “f” depende del caudal, y en la segunda el coeficiente de rugosidad “C” no depende del caudal.

- Debe considerarse la potencia del motor, que viene a ser la potencia instalada que haría funcionar al equipo de bombeo con la potencia requerida.

- El costo del equipamiento se determina con una fórmula exponencial en función de la potencia del motor o potencia instalada.

- El costo de la tubería se determina con una fórmula exponencial.
- Debe considerarse el costo de la energía de operación, en función de la vida útil del equipo de bombeo y una tasa de interés para establecer el valor presente del costo de energía.
- Debe considerarse el costo de mantenimiento, también en la vida útil del equipo de bombeo y una tasa de interés para establecer su valor presente.

Pregunta Nº 2: Para estimar el diámetro económico de una línea de impulsión se utiliza la fórmula de Bresse, demuestre dicha fórmula.

Respuesta:

La fórmula de Bresse del diámetro económico considera solamente la inversión inicial.

Para el costo del equipamiento (Ceq) considera que tiene una variación lineal con respecto a la potencia de la bomba:

$$Ceq = p1\ Pot_b$$

$$Ceq = p1 \frac{\gamma\ Q\ Hd}{75\ \eta}$$

Para el costo de tubería (Ctub) considera que tiene una variación lineal con respecto al diámetro de la tubería:

$$Ctub = p2\ D\ L$$

Para el cálculo de la pérdida de carga (hf) en la tubería utiliza la fórmula de Darcy:

$$hf = \frac{8\ f}{g\ \pi^2} L \frac{Q^2}{D^5}$$

$$hf = K'\ L \frac{Q^2}{D^5}$$

La altura dinámica (Hd) será:

$$Hd = K'\ L \frac{Q^2}{D^5} + He$$

La ecuación de costo total (Ct) es:

$Ct = Ctub + Ceq$

$$Ct = p1 \frac{\gamma\ Q}{75\ \eta} \left(K'\ L\ \frac{Q^2}{D^5} + He \right) + p2\ D\ L$$

Esta ecuación depende solamente del diámetro, para encontrar el menor valor se deriva con respecto al diámetro:

$$\frac{\partial Ct}{\partial D} = p1 \frac{\gamma\ Q}{75\ \eta} \left(-5\ K'\ L\ \frac{Q^2}{D^6} \right) + p2\ L$$

Igualando a cero y resolviendo se obtiene la fórmula de Bresse:

$$D = \sqrt[6]{\frac{K'\ \gamma}{15\ \eta}}\ \sqrt[6]{\frac{p1}{p2}}\ \sqrt{Q}$$

Reemplazando:

$$K = \sqrt[6]{\frac{K'\ \gamma}{15\ \eta}}\ \sqrt[6]{\frac{p1}{p2}}$$

Se tiene:

$$D = K\ \sqrt{Q}$$

Pregunta Nº 3: ¿Cómo se determina el coeficiente de rugosidad "C" de una tubería de impulsión?

Respuesta:

Para determinar el coeficiente de rugosidad en la línea de impulsión se tiene que seleccionar dos puntos de la línea, como se indica en el siguiente gráfico:

En los puntos (1) y (2) se instala un manómetro para medir la presión P1 y P2 en dichos puntos.

Se hace la nivelación de la tubería en los puntos (1) y (2) para encontrar la cota topográfica CT1 y CT2 de dichos puntos.

Se determina el caudal que pasa por la tubería, tomando la lectura en el medidor de la estación de bombeo si esta operativo o haciendo el aforo en el reservorio, instalando

medidores en los puntos (1) y (2) para medir el caudal en forma simultánea lo cual nos puede indicar si existe fugas en el tramo en estudio.

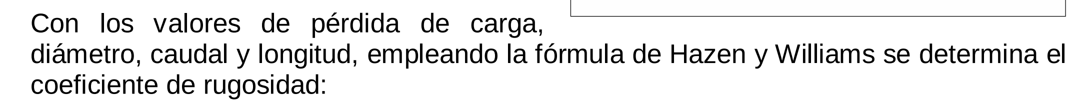
Se determina la longitud de la tubería del tramo en estudio, del punto (1) al punto (2).

Se determina el diámetro de la tubería.

Se determina la pérdida de carga entre los puntos (1) y (2):

hf = CP1 – CP2

hf = (P1 + CT1) – (P2 + CT2)



Con los valores de pérdida de carga, diámetro, caudal y longitud, empleando la fórmula de Hazen y Williams se determina el coeficiente de rugosidad:

$$hf = 1741 \frac{L\,Q^{1.85}}{D^{4.87}\;C^{1.85}}$$

Pregunta Nº 4: Para encontrar el diámetro económico de una línea de impulsión se aplica la fórmula de Bresse: $D = K\,Q^{n}$. Al realizar el análisis económico de una línea de impulsión se determino un diámetro de 10” para un caudal de bombeo de 60 lps. Para este caso cuales serían los valores de “K” y “n” si se utiliza la fórmula de Hazen y Williams, costo por metro de tubería: $302.4\,D^{1.51}$, y de la energía: 719 $/HP. Considerar solamente la inversión inicial y despreciar la pérdida de carga por accesorios.

Solución:

La inversión inicial considera solamente el costo del equipamiento y el costo de la tubería. Costo del equipamiento:

Pérdida de carga en la tubería:

$$hf = 1741 \frac{L\,Q^{1.85}}{D^{4.87}\;C^{1.85}} \qquad ; \qquad \text{Q en lps, D en plg, L en m, hf en m}$$

Altura dinámica:

$$hf = 1741 \frac{L\,Q^{1.85}}{D^{4.87}\;C^{1.85}} + He$$

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot = 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He)\ \frac{Q}{50} \quad ; \qquad \text{He en m, Pot en HP}$$

Costo del equipamiento:

$$Ceq = 719 \times 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He)\ \frac{Q}{50} \quad ; \qquad \text{Ceq en dólares}$$

Costo de la tubería:

$$Ctub = 302.4\ D^{1.51}\ L \quad ; \qquad \text{D en plg, Ctub en dólares}$$

Determinación del diámetro económico:

$$Inv = Ceq + Ctub$$

$$Inv = 719 \times 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He)\ \frac{Q}{50} + 302.4\ D^{1.51}\ L$$

La inversión depende solamente del diámetro, derivando e igualando a cero para encontrar la solución mínima:

$$\frac{\partial Inv}{\partial D} = (\quad 4.87) \times 719 \times 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}})\ \frac{Q}{50} + 1.51 \times 302.4\ D^{0.51}\ L$$

$$D = \frac{2.4368}{C^{0.29}}\ Q^{0.447} \quad ; \qquad \text{Q en lps, D en plg}$$

En la ecuación encontrada el valor del exponente "n" es 0.447, para determinar el valor del coeficiente "K":

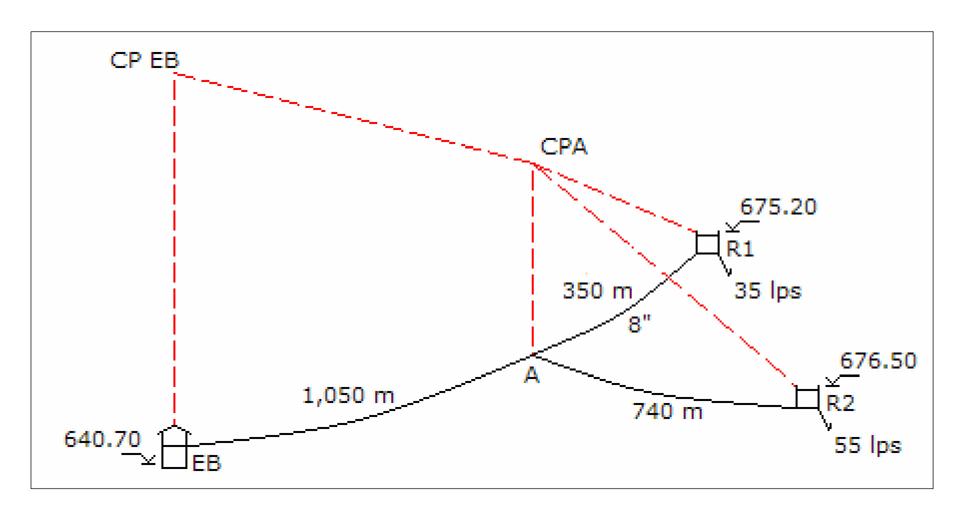
$$10 = K\ 60^{0.447} \qquad => \qquad K = 1.604$$

Pregunta Nº 5: De una estación de bombeo, con nivel de agua de 640.70 m, se impulsará agua a los reservorios R1 y R2, con cotas de descarga de 675.20 y 676.50 m, respectivamente. El trazo de la línea de impulsión tiene un tramo de 1,050 m, de este punto se deriva una línea al reservorio R1 con 350 m de tubería de acero de 8" de diámetro que existe en stock, y otra línea de 740 m al reservorio R2. Los reservorios R1 y R2 deben abastecer 35 y 55 lps, respectivamente. Considerando: coeficiente de rugosidad para la tubería proyectada = 140, costo de tubería = 1.21 $D^{1.46}$ y costo de

equipamiento = 5348 $Pot^{0.55}$. Determinar la solución técnica económica para la inversión inicial con 18 horas de bombeo.

Solución:

El esquema del sistema de bombeo es:



Los caudales de bombeo son:

$$Qb_1 = \frac{35 \text{ x } 1.3 \text{ x } 24}{1.8 \text{ x } 18} \quad => \quad Qb_1 = 33.70 \text{ lps}$$

$$Qb_2 = \frac{55 \text{ x } 1.3 \text{ x } 24}{1.8 \text{ x } 18} \quad => \quad Qb_2 = 52.96 \text{ lps}$$

Tramo del punto A al reservorio R1:

Diámetro económico:

$$De = 0.96 \left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.03370^{0.45} \quad => \quad De = 7.65''$$

El diámetro considerado es correcto, es de 8". La pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio y en la tubería de acero con un coeficiente de rugosidad de 100, es:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.03370}{\pi\,(8 \text{ x } 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.039 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.039^2}{2 \times 9.81}$$ => hfa = 0.275 m

$$hf = 1741 \frac{350 \times 33.70^{1.85}}{8^{4.87} \times 100^{1.85}}$$ => hf = 3.258 m

Cota piezométrica del punto A:

CPA = 675.20 + 0.275 + 3.258 => CPA = 678.733 m

Tramo del punto A al reservorio R2:

El tramo es una línea de impulsión, pero tiene la información hidráulica para que se diseñe como una línea de conducción. La altura disponible es:

H = 678.733 – 676.50 => H = 2.233 m

Diámetro de la línea considerando la pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio:

$$2.233 = 1741 \frac{740 \times 52.96^{1.85}}{D^{4.87}\ 140^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.05296^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254\ D)^4}$$

$f(D) = 213{,}303.21\ D^{-4.87} + 2{,}783.89\ D^{-4} - 2.233$

$f'(D) = -\ 1'038{,}786.61\ D^{-5.87} - 11{,}135.57\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
10.534	0.226	-1.118	0.203	10.737
10.737	0.012	-1.001	0.012	10.749
10.749	0.000	-0.995	0.000	10.749

Se adoptará un diámetro de 10". Pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.05296}{\pi\ (10 \times 0.0254)^2}$$ => V = 1.045 m/s

$$hfa = \frac{5 \times 1.045^2}{2 \times 9.81}$$ => hfa = 0.278 m

$$hf = 1741 \frac{740 \text{ x } 52.96^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 2.877 \text{ m}$$

La nueva cota de descarga en el reservorio R2:

Cd = 678.733 – 2.877 – 0.278 => Cd = 675.578 m

La descarga del reservorio R2 se tiene que disminuir en 0.992 m.

De la estación de bombeo EB al punto A:

Diámetro económico:

$$De = 0.96 \left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.08666^{0.45} \quad => \quad De = 11.70''$$

El diámetro puede ser de 12" ó 10".

Alternativa 1: Para un diámetro de 12":

Pérdida de carga en la tubería y por accesorios de la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{1{,}050 \text{ x } 86.66^{1.85}}{12^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 4.178 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.08666}{\pi\,(12 \text{ x } 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.188 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \text{ x } 1.188^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 1.438 \text{ m}$$

La cota piezométrica en la estación de bombeo:

CPEB = 678.733 + 4.178 + 1.438 => CPEB = 684.349 m

La altura dinámica:

Hdin = 684.349 – 640.70 => Hdin = 43.649 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{86.66 \text{ x } 43.649}{50} \quad => \quad Pot_b = 75.65 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 75.65$ => $Pot_m = 83.22$ HP

Costo de tubería:

$C = 740 \times 1.21 \times 10^{1.46} + 1{,}050 \times 1.21 \times 12^{1.46}$ => C = $ 73,640.28

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \times 83.22^{0.55}$ => Ceq = $ 60,857.85

Costo total:

C = 73,640.28 + 60,857.85 => C = $ 134,498.13

Alternativa 2: Para un diámetro de 10”:

Los resultados del cálculo son:

- Pérdida de carga en la tubería	10.153 m
- Velocidad en la tubería	1.710 m/s
- Cota piezométrica en la estación de bombeo	691.868 m
- Altura dinámica	51.168 m
- Potencia de la bomba	88.68 HP
- Potencia del motor	97.55 HP
- Costo de la tubería	$ 62,465.24
- Costo del equipamiento	$ 66,415.03
- Costo total	$ 128,880.27

La solución técnica económica es la alternativa 2, con una tubería de 10” de diámetro para la línea de impulsión desde la estación de bombeo al punto A, y con una inversión inicial de $ 128,880.27.

Pregunta Nº 6: Determinar la solución técnica económica de una línea de impulsión de 750 m de longitud y una demanda promedio de 28 lps, el equipo de bombeo funcionará 16 horas, se dispone de 800 m de tubería de asbesto cemento de 6” de diámetro y el desnivel estático es de 32.50 m. Período de evaluación = 10 años, tasa de interés = 10%, costo de tubería = $1.21\ D^{1.46}$, costo de equipamiento = $5348\ Pot^{0.55}$, costo de energía = 0.06 $/Kw-hr.

Solución:

Para la tubería de asbesto cemento y para la tubería proyectada se considera un coeficiente de rugosidad de 140, se considera un coeficiente de variación máximo diario de 1.3. El caudal de bombeo es:

$$Qb = \frac{28 \times 1.3 \times 24}{16} \quad => \quad Qb = 54.60 \text{ lps}$$

El diámetro económico:

$$De = 0.96\,(\frac{16}{24})^{0.25}\;0.05460^{0.45} \quad => \quad De = 9.23”$$

Como existe una tubería de 6” de diámetro, se tiene que instalar una tubería paralela con un diámetro:

$$9.23^{2.63} = 6^{2.63} + D^{2.63} \quad => \quad D = 7.96”$$

La solución económica puede ser con una tubería paralela de diámetro 8” ó 6”.

Alternativa 1: Diámetro de la tubería 8”:

Diámetro equivalente en la descarga y en la estación de bombeo:

$$D^{2.63} = 6^{2.63} + 8^{2.63} \quad => \quad D = 9.26”$$

El diámetro será de 10”. La pérdida de carga por accesorios en la descarga y la estación de bombeo, y la pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.05460}{\pi\,(10 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.078 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.078^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.479 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{750 \times 54.60^{1.85}}{9.26^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 4.486 \text{ m}$$

Altura dinámica:

$$Hdin = 32.50 + 1.479 + 4.486 \quad => \quad Hdin = 38.465 \text{ m}$$

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{38.465 \times 54.60}{50} \quad => \quad Pot_b = 42.00 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 42.00$ => $Pot_m = 46.20$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 750 \times 1.21 \times 8^{1.46}$ => Ct = $ 18,895.48

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \times 46.20^{0.55}$ => Ceq = $ 44,029.57

Costo de energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 46.20 \times 365 \times 16 \times 0.06 \; \frac{1.10^{10} - 1}{0.10 \times 1.10^{10}} \Rightarrow Cen = \$\ 74{,}205.52$$

Costo total:

C = 18,895.48 + 44,029.57 + 74,205.52 => C = $ 137,130.57

Alternativa 2: Diámetro de la tubería 6":

El resumen de los cálculos es:

- Diámetro en descarga y estación de bombeo	7.81"
- Diámetro final en descarga y estación de bombeo	8"
- Velocidad en descarga y estación de bombeo	1.684 m/s
- Pérdida de carga total por accesorios	3.162 m
- Pérdida de carga en la línea de impulsión	10.288 m
- Altura dinámica	46.40 m
- Potencia de la bomba	50.67 HP
- Potencia del motor	55.74 HP
- Costo de tubería	$ 12,415.02
- Costo del equipamiento	$ 48,818.36
- Costo de energía en valor presente	$ 89,528.47
- Costo total	$ 150,761.85

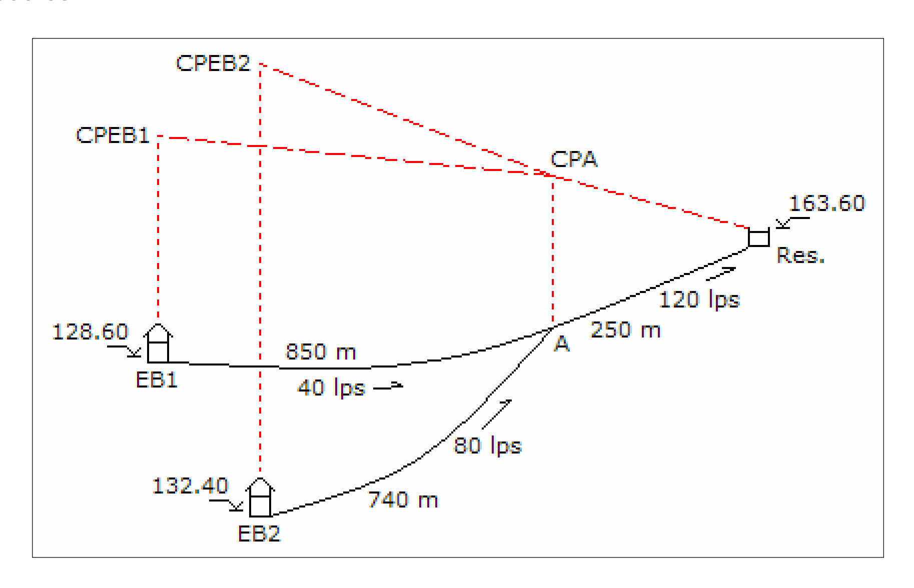
La solución es la Alternativa 1, con un diámetro de 8" y un costo total de $ 137,130.57.

Pregunta Nº 7: De dos estaciones de bombeo, con cotas de agua de 128.60 y 132.40 m, se impulsará 40 y 80 lps, respectivamente, funcionando 18 horas diarias, a un reservorio con cota de ingreso de 163.60 m. De la primera estación de bombeo la línea de impulsión tiene una longitud de 850 m, y de la segunda estación de bombeo la línea de impulsión tiene longitud es 740 m, las dos líneas se unen en una sola y continúan con 250 m hasta descargar en el reservorio. Considerar el costo de tubería = $1.21\ D^{1.46}$, costo de equipamiento = $5348\ Pot^{0.55}$, y de energía = 0.04 $/Kw-hr. Determinar el costo

total (inicial y de operación) para la alternativa de Bresse.

<u>Solución</u>:

Se considerará un coeficiente de rugosidad para las tuberías será 140, un período de evaluación será de 10 años, y una tasa de interés de 10%. El esquema del sistema de bombeo es:



Análisis del tramo del punto A al reservorio:

Diámetro económico según Bresse:

$$De = 1.3\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.120^{0.5} \qquad => \qquad De = 16.50"$$

Según Bresse el diámetro económico es de 16", la pérdida de carga por los accesorios en la descarga en el reservorio y la pérdida de carga en la tubería.

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.120}{\pi\,(16 \text{ x } 0.0254)^2} \qquad => \qquad V = 0.925 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 0.925^2}{2 \text{ x } 9.81} \qquad => \qquad hfa = 0.218 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{250 \text{ x } 120^{1.85}}{16^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 0.448 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 163.60 + 0.218 + 0.448 => CPA = 164.266 m

Análisis del tramo de la estación de bombeo 1 al punto A:

Diámetro económico según Bresse:

$$De = 1.3\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.040^{0.5} \quad => \quad De = 9.52"$$

Según Bresse el diámetro económico de la tubería es de 10"; entonces la pérdida de carga en la tubería, y la pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo 1:

$$hf = 1741 \frac{850 \times 40^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 1.966 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.040}{\pi (10 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 0.789 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \times 0.789^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 0.635 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la estación de bombeo 1:

CPEB1 = 164.266 + 1.966 + 0.635 => CPEB1 = 166.867 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 166.867 – 128.60 => Hdin = 38.267 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{40 \times 38.267}{50} \quad => \quad Pot_b = 30.61 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 30.61$ => $Pot_m = 33.67$ HP

Análisis del tramo de la estación de bombeo 2 al punto A:

Diámetro económico según Bresse:

$$De = 1.3\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.080^{0.5}$$ => $De = 13.47"$

Según Bresse el diámetro económico de la tubería es de 14"; entonces la pérdida de carga en la tubería, y la pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo 2:

$$hf = 1741\,\frac{740 \times 80^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => $hf = 1.199$ m

$$V = \frac{4 \times 0.080}{\pi\,(14 \times 0.0254)^2}$$ => $V = 0.806$ m/s

$$hfa = \frac{20 \times 0.806^2}{2 \times 9.81}$$ => $hfa = 0.661$ m

Cota piezométrica en la estación de bombeo 2:

CPEB2 = 164.266 + 1.199 + 0.661 => CPEB2 = 166.126 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 166.126 – 132.40 => Hdin = 33.726 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{80 \times 33.726}{50}$$ => $Pot_b = 53.96$ HP

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 53.96$ => $Pot_m = 59.36$ HP

Determinación de los costos:

Costo de la tubería:

$Ct = 250 \times 1.21 \times 16^{1.46} + 850 \times 1.21 \times 10^{1.46} + 740 \times 1.21 \times 14^{1.46}$

=> Ct = $ 89,194.96

Costo del equipamiento de las dos estaciones de bombeo:

$Ceq = 5{,}348 \times 33.67^{0.55} + 5{,}348 \times 59.36^{0.55}$ => Ceq = $ 87,535.15

Costo de energía en valor presente para todo el equipamiento:

$$Cen = 0.746 \text{ x } (33.67 + 59.36) \text{ x } 365 \text{ x } 18 \text{ x } 0.04 \frac{1.10^{10} - 1}{0.10 \text{ x } 1.10^{10}}$$

=> $Cen = \$ \ 112{,}067.19$

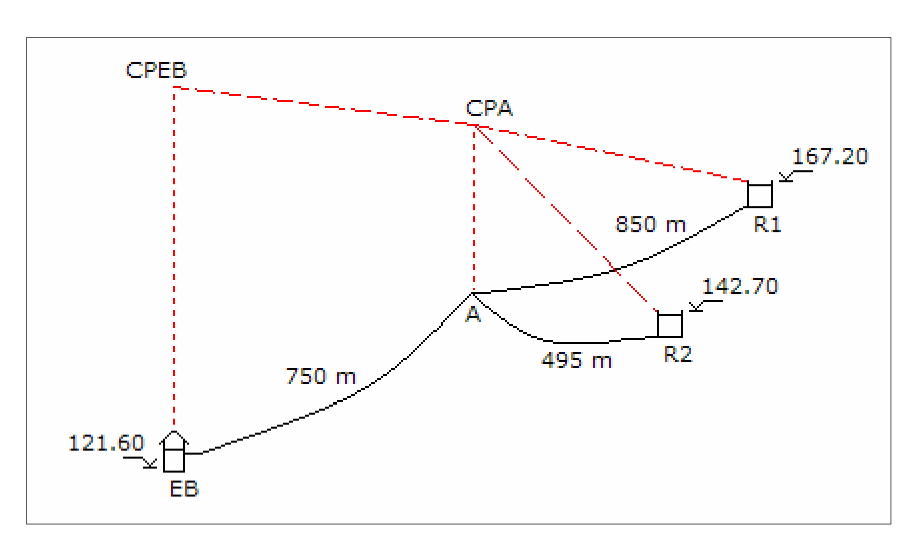
El costo total de la alternativa de Bresse es:

C = 89,194.96 + 87,535.15 + 112,067.19 => C = $ 288,797.30

Pregunta Nº 8: Diseñar una línea de impulsión con el criterio de menor inversión inicial, está línea funcionará 15 horas diarias y distribuye a dos reservorios R1 y R2 con caudales de 27 y 38 lps como máximo diario, respectivamente. De la estación de bombeo (cota de agua 121.60 m) parte una línea de 750 m, de aquí se bifurca con 850 m a R1 y descarga en la cota 167.20 m, y con 495 m a R2 y descarga en la cota 142.70 m. Costo de tubería = $1.14 \ D^{1.5}$, y costo de equipamiento = $5{,}348 \ Pot^{0.55}$.

Solución:

Para las tuberías se utilizará un coeficiente de rugosidad de 140. El grafico del sistema es:



Caudales de bombeo:

$$Qb_1 = \frac{27 \text{ x } 24}{15}$$ => $Qb_1 = 43.20$ lps

$$Qb_2 = \frac{38 \text{ x } 24}{15} \quad => \quad Qb_2 = 60.80 \text{ lps}$$

Empezando el análisis por el reservorio R2. Tramo del punto A al reservorio R2:

Diámetro económico:

$$De = 0.96 \left(\frac{15}{24}\right)^{0.25} 0.06080^{0.45} \quad => \quad De = 9.53"$$

El diámetro puede ser 10" ó 8". Si el diámetro es 10", la pérdida de carga por accesorios en la descarga y la pérdida de carga en la tubería son:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.06080}{\pi\,(10 \text{ x } 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.200 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 1.200^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 0.367 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{495 \text{ x } 60.80^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 2.485 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 142.70 + 0.367 + 2.485 => CPA = 145.552 m

La cota piezométrica del punto A debe ser mayor a 167.20 m, por lo que debemos disminuir el diámetro a 8". La pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.06080}{\pi\,(8 \text{ x } 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.875 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 1.875^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 0.896 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{495 \text{ x } 60.80^{1.85}}{8^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 7.366 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 142.70 + 0.896 + 7.366 => CPA = 150.962 m

Nuevamente la cota piezométrica es menor que 167.20 m, entonces se disminuye el diámetro a 6”. La pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.06080}{\pi \, (6 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 3.333 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 3.333^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 2.831 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \, \frac{495 \times 60.80^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 29.901 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 142.70 + 2.831 + 29.901 => CPA = 175.432 m

Análisis del tramo del punto A al punto reservorio R1:

El tramo es una línea de impulsión pero se diseñara como una línea de conducción. La altura disponible es:

H = 175.432 – 167.20 => H = 8.232 m

Diámetro, considerando la pérdida de carga por accesorios al ingreso del reservorio:

$$8.232 = 1741 \, \frac{850 \times 43.20^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.04320^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254 \, D)^4}$$

$f(D) = 168{,}073.86 \, D^{-4.87} + 1{,}852.35 \, D^{-4} - 8.232$

$f'(D) = -818{,}567.93 \, D^{-5.87} - 7{,}409.41 \, D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f’(D)	-f(D)/f’(D)	D’
7.674	0.533	-5.502	0.097	7.771
7.771	0.019	-5.114	0.004	7.775
7.775	-0.002	-5.099	0.000	7.775

Se instalará en todo el tramo y en la descarga tubería de 8” de diámetro. La pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.04320}{\pi\,(8 \times 0.0254)^2} \qquad => \qquad V = 1.332 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.332^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 0.452 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{850 \times 43.20^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 6.722 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 167.20 + 0.452 + 6.722 => CPA = 174.374 m

La cota piezométricas del punto A originada por el reservorio R1 es menor que la originada por el reservorio R2. Para lograr el equilibrio en el punto A la cota de descarga del reservorio R2 se debe aumentar en 1.058 m. Cota de descarga del reservorio R2:

Cd2 = 167.20 + 1.058 => Cd2 = 168.258 m

Análisis del tramo de la estación de bombeo EB al punto A:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\left(\frac{15}{24}\right)^{0.25} 0.104^{0.45} \qquad => \qquad De = 12.10''$$

El diámetro económico puede ser 12” ó 10”.

Alternativa 1: Diámetro de 12”:

La pérdida de carga en la tubería y la pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo es:

$$hf = 1741\,\frac{750 \times 104^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 4.182 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.104}{\pi\,(12 \times 0.0254)^2} \qquad => \qquad V = 1.425 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \times 1.425^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 2.071 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la estación de bombeo:

CPEB = 175.432 + 2.071 + 4.182 => CPEB = 181.685 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 181.685 – 121.60 => Hdin = 60.085 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{104 \times 60.085}{50}$$ => Pot_b = 124.98 HP

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 124.98$ => Pot_m = 137.47 HP

Determinación de los costos:

Costo de la tubería:

$Ct = 750 \times 1.14 \times 12^{1.5} + 850 \times 1.14 \times 8^{1.5} + 495 \times 1.14 \times 6^{1.5}$

=> Ct = $ 65,761.13

Costo del equipamiento de la estación de bombeo:

$Ceq = 5{,}348 \times 137.47^{0.55}$ => Ceq = $ 80,205.80

Costo total para la inversión inicial:

C = 65,761.13 + 80,205.80 => C = $ 145,966.93

Alternativa 2: Diámetro de 10”:

El resumen de los cálculos es:

- Pérdida de carga en la tubería 10.163 m
- Velocidad en la tubería 2.052 m/s
- Pérdida de carga por accesorios 4.294 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo 189.889 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo 68.289 m
- Potencia de la bomba 142.04 HP
- Potencia del motor 156.25 HP
- Costo de tubería $ 57,256.92
- Costo del equipamiento $ 86,058.23

- Costo total para la inversión inicial $ 143,315.15

La solución es la segunda alternativa con una tubería de 10" de diámetro, y un costo de $ 143,315.15.

Continuando el análisis por el reservorio ubicado en la cota más alta, del tramo del punto A al reservorio R1:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\left(\frac{15}{24}\right)^{0.25} 0.04320^{0.45} \quad => \quad De = 8.17"$$

El diámetro económico puede ser 8", esta alternativa ya fue analizada por consiguiente la solución sigue siendo la encontrada con el diámetro de 10" para el tramo de la estación de bombeo al punto A, y de 6" para el tramo del punto A al reservorio R2.

Pregunta Nº 9: Determinar la presión total al cerrarse bruscamente una válvula de compuerta en una línea de impulsión que se calculará para una población de 43,000 habitantes, con una dotación de 150 Lphd y una variación diaria de 1.3. La tubería será de asbesto cemento con una longitud de 4,500 m teniendo en cuenta que el equipo trabaja 16 horas diarias. El coeficiente de rugosidad es de 140 y el espesor de la tubería es de 17 mm. La diferencia de nivel entre el equipo de bombeo y el reservorio es de 60 m. Además, calcular la potencia del equipo, si la eficiencia es de 75%. $K = 3 \times 10^6$ lb/plg^2, $E = 3 \times 10^5$ lb/plg^2.

Solución:

Caudal de bombeo:

$$Qb = \frac{43{,}000 \times 150 \times 1.3 \times 24}{86{,}400 \times 16} \quad => \quad Qb = 145.57 \text{ lps}$$

Diámetro de la línea de impulsión:

$$De = 0.96\left(\frac{16}{24}\right)^{0.25} 0.14557^{0.45} \quad => \quad De = 14.35"$$

El diámetro de la línea será 14". La pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la estación de bombeo, y la pérdida de carga en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.14557}{\pi\,(14 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.466 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \text{ x } 1.466^2}{2 \text{ x } 9.81} \qquad => \qquad hfa = 2.738 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{4{,}500 \text{ x } 145.57^{1.85}}{14^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 22.066 \text{ m}$$

Altura dinámica del equipo de bombeo:

$$Hdin = 60.00 + 2.738 + 22.066 \qquad => \qquad Hdin = 84.804 \text{ m}$$

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{145.57 \text{ x } 84.804}{75 \text{ x } 0.75} \qquad => \qquad Pot_b = 219.47 \text{ HP}$$

Determinación del incremento de la presión total originada por el golpe de ariete:

Velocidad de propagación de la onda:

$$Va = \frac{9{,}900}{\left(48.30 + \frac{3 \text{ x } 10^6}{3 \text{ x } 10^5} \text{ x } \frac{14 \text{ x } 25.4}{17}\right)^{0.5}} \qquad => \qquad Va = 616.97 \text{ m/s}$$

Período de la onda:

$$T = \frac{2 \text{ x } 4{,}500}{616.97} \qquad => \qquad T = 14.59 \text{ s}$$

Tiempo de maniobra:

$$t = 1 + \frac{1 \text{ x } 1.466 \text{ x } 4{,}500}{9.81 \text{ x } 84.804} \qquad => \qquad t = 8.93 \text{ s}$$

El tiempo de maniobra, de 8.93 s, es menor que el período de la onda, de 14.59 s, por consiguiente es un cierre brusco o instantáneo. El aumento de presión es:

$$ha = \frac{616.97 \text{ x } 1.466}{9.81} \qquad => \qquad ha = 92.20 \text{ m}$$

La presión total será:

$$P = 60.00 + 92.20 \qquad => \qquad P = 152.20 \text{ m}$$

Pregunta Nº 10: Una estación de bombeo existente tiene como línea de impulsión 600 m de tubería de fierro fundido de 10" de diámetro, con nivel mínimo en la cisterna de 38.40 m y descarga en un reservorio en la cota 68.20 m. El manómetro de esta línea marca 40 y 51 lb/plg^2 cuando esta apagado y funcionando el equipo de bombeo, respectivamente. El caudal que se bombea es 60 lps. Se desea cambiar todo el equipamiento de esta estación de bombeo para bombear 80 lps durante 20 horas al día; para un tiempo de 10 años que alternativa sería la más conveniente: utilizar la tubería existente o reemplazarla con una tubería de asbesto cemento. Costo de la tubería = $1.26\ D^{1.46}$, D en plg; Costo de equipamiento = $5{,}348\ Pot^{0.55}$, Pot en HP; Costo de energía = 0.035 \$/Kw-hr, tasa de interés = 10%.

Solución:

Se considera para la tubería de asbesto cemento un coeficiente de rugosidad de 140.

Alternativa 1: Análisis para la tubería existente de fierro fundido:

La diferencia de presiones en el manómetro representa la pérdida de carga por los accesorios y la tubería. En la estación de bombeo la pérdida por accesorios se produce en el árbol de descarga y se considera un coeficiente de accesorios total de 15, y en la descarga del reservorio se asume que el coeficiente de accesorios total es 5.

Pérdida de carga por accesorios:

$$V = \frac{4 \times 0.060}{\pi\,(10 \times 0.0254)^2} \qquad => \qquad V = 1.184 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(15 + 5) \times 1.184^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 1.429 \text{ m}$$

Pérdida de carga en la línea:

$$hf = 0.70307 \times (51 - 40) \qquad => \qquad hf = 7.734 \text{ m}$$

Pérdida de carga en la tubería:

$$hf = 7.734 - 1.429 \qquad => \qquad hf = 6.305 \text{ m}$$

Coeficiente de rugosidad de la tubería de fierro fundido:

$$6.305 = 1741\,\frac{600 \times 60^{1.85}}{10^{4.87} \times C^{1.85}} \qquad => \qquad C = 92.67 \text{ m}$$

Pérdida de carga para las nuevas condiciones de operación:

$$V = \frac{4 \times 0.080}{\pi\,(10 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.579 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.579^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 3.175 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{600 \times 80^{1.85}}{10^{4.87} \times 92.67^{1.85}} \quad => \quad hf = 10.985 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la estación de bombeo:

CPEB = 68.20 + 3.175 + 10.985 => CPEB = 82.36 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 82.36 – 38.40 => Hdin = 43.96 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{80 \times 43.96}{50} \quad => \quad Pot_b = 70.34 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 70.34$ => $Pot_m = 77.37$ HP

Costo del equipamiento de la estación de bombeo:

$Ceq = 5{,}348 \times 77.37^{0.55}$ => Ceq = $ 58,466.40

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 77.37 \times 365 \times 20 \times 0.035 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}} \quad => \quad Cen = \$\,90{,}613.65$$

Costo total de la alternativa:

C = 58,466.40 + 90,613.65 => C = $ 149,060.05

El costo total de la alternativa manteniendo la tubería existente de fierro fundido es de $ 149,060.05.

Análisis de la segunda alternativa, cambio de la tubería existente:

Diámetro de la línea de impulsión:

$$De = 0.96\left(\frac{20}{24}\right)^{0.25} 0.080^{0.45} \quad => \quad De = 11.59"$$

El diámetro de la línea puede ser 10” ó 12”.

Alternativa 2: para una tubería de 10” de diámetro.

La pérdida de carga en el reservorio, en la estación de bombeo, y en la línea:

$$V = \frac{4 \times 0.080}{\pi\,(10 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.579 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20+5) \times 1.579^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 3.176 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{600 \times 80^{1.85}}{10^{4.87} \times 130^{1.85}} \quad => \quad hf = 5.004 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la estación de bombeo:

CPEB = 68.20 + 3.176 + 5.004 => CPEB = 76.380 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 76.380 – 38.40 => Hdin = 37.980 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{80 \times 37.980}{50} \quad => \quad Pot_b = 60.77 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 60.77$ => $Pot_m = 66.85$ HP

Costo de la tubería:

$C = 600 \times 1.26 \times 10^{1.46}$ => C = $ 21,803.28

Costo del equipamiento de la estación de bombeo:

$Ceq = 5{,}348 \times 66.85^{0.55}$ => Ceq = $ 53,948.66

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \text{ x } 66.85 \text{ x } 365 \text{ x } 20 \text{ x } 0.035 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \text{ x } 1.1^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 78{,}287.50$$

Costo total de la alternativa:

C = 21,803.28 + 53,948.66 + 78,287.50 => C = $ 154,039.44

Alternativa 3: para una tubería de 12”:

El resumen del cálculo es:

- Velocidad en la tubería	1.096 m/s
- Pérdida de carga por accesorios	1.532 m
- Pérdida de carga en la tubería	2.059 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo	71.791 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	33.391 m
- Potencia de la bomba	53.43 HP
- Potencia del motor	58.77 HP
- Costo de la tubería	$ 28,452.89
- Costo del equipamiento	$ 50,259.67
- Costo de la energía en valor presente	$ 68,827.71
- Costo total de la alternativa	$ 147,540.27

La solución técnica económica es la alternativa 3, reemplazar la tubería existente de fierro fundido con una tubería de asbesto cemento de 12” de diámetro con un costo total de $ 147,540.27.

Pregunta Nº 11: Determine una fórmula del diámetro económico para líneas de asbesto cemento, considerando que el costo de la tubería es exponencial y empleando la fórmula de Hazen y Williams para determinar la pérdida de carga, no considerar la pérdida de carga por accesorios. Costo de tubería = $1.26\ D^{1.487}$, D en plg; costo unitario de la potencia = 720 $/HP, eficiencia de la bomba = 65%.

Solución:

Se considera solamente la inversión inicial. Determinación del costo del equipamiento, pérdida de carga en la tubería:

$$hf = 1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} \quad ; \quad \text{Q en lps, D en plg, L en m, hf en m}$$

Altura dinámica:

$$hf = 1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He \qquad ; \qquad He \text{ en m}$$

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot = 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He)\ \frac{Q}{75\ x\ 0.65} \qquad ; \qquad Pot \text{ en HP}$$

Costo del equipamiento:

$$Ceq = \ 720\ x\ 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He)\ \frac{Q}{75\ x\ 0.65} \qquad ; \qquad Ceq \text{ en dólares}$$

Determinación del costo de la tubería:

Ctub = 1.26 $D^{1.487}$ L ; D en plg, Ctub en dólares

Determinación del diámetro económico con la inversión inicial:

Inv = Ceq + Ctub

$$Inv = 720\ x\ 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He)\ \frac{Q}{75\ x\ 0.65} + 1.26\ D^{1.487}\ L$$

La inversión inicial depende solamente del diámetro, derivando con respecto al diámetro:

$$\frac{\partial Inv}{\partial D} = \quad 4.87\ x\ 720\ x\ 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}})\ \frac{Q}{75\ x\ 0.65} + 1.487\ x\ 1.26\ D^{0.487}\ L$$

Igualando a cero y resolviendo:

$$D = \frac{5.8279}{C^{0.291}}\ Q^{0.448} \qquad ; \qquad Q \text{ en lps, D en plg}$$

Siendo la tubería de asbesto cemento, el coeficiente de rugosidad es 140:

$$D = \frac{5.8279}{140^{0.291}}\ Q^{0.448} \qquad ; \qquad Q \text{ en lps, D en plg}$$

D = 1.381 $Q^{0.448}$; Q en lps, D en plg

Pregunta Nº 12: Para abastecer a una ciudad se tienen dos alternativas de fuente de captación:

a. Captación de manantial, cisterna y estación de bombeo; el costo de las obras civiles es $ 26,460.00, el nivel mínimo de agua en la cisterna es 126.50 m. la línea de impulsión tiene 2,580 m, y el equipo de bombeo funcionará todo el día. Costo del equipo = 6,679 $Pot^{0.55}$.

b. Pozo profundo y estación de bombeo; el costo de la perforación y las obras civiles es $ 65,770.00, se estima el nivel dinámico en base a pozos vecinos en 73.50 m, la línea de impulsión tiene 250 m, y el equipo de bombeo funcionará 18 horas al día. Costo del equipo = 3,098 $Pot^{0.80}$.

Las líneas de impulsión llegan a un reservorio a la cota 158.50 m, y este debe abastecer 32.40 lps. Costo de tubería = 1.26 $D^{1.46}$, costo de energía = 0.068 $/Kw-hr. ¿Cuál de las alternativas es la más conveniente para un período de diseño de 10 años?, y ¿Cuál es el diámetro de la línea de impulsión?

Solución:

Para la tubería se considerará un coeficiente de rugosidad de 140, y una tasa de interés de 11%, un coeficiente de variación diaria de 1.3, un coeficiente de variación horaria de 1.8. Caudal máximo diario:

$$Qmd = \frac{1.3 \text{ x } 32.40}{1.8} \qquad => \qquad Qmd = 23.40 \text{ lps}$$

Para la alternativa a:

Diámetro económico:

$$De = 0.96 \text{ x } 0.02340^{\,0.45} \qquad => \qquad De = 6.98"$$

El diámetro de la tubería puede ser de 6" ó 8".

Alternativa 1: para el diámetro de 6":

Pérdida de carga en la tubería, y por accesorios en la descarga y estación de bombeo:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.02340}{\pi\,(6 \text{ x } 0.0254)^2} \qquad => \qquad V = 1.283 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20+5) \text{ x } 1.283^2}{2 \text{ x } 9.81} \qquad => \qquad hfa = 2.097 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{2{,}580 \ x \ 23.40^{1.85}}{6^{4.87} \ x \ 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 26.640 \text{ m}$$

La cota piezométrica en la estación de bombeo:

CPEB = 158.50 + 26.640 + 2.097 => CPEB = 187.237 m

La altura dinámica:

Hdin = 187.237 – 126.50 => Hdin = 60.737 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{23.40 \ x \ 60.737}{50} \quad => \quad Pot_b = 28.42 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 28.42$ => $Pot_m = 31.27$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 2{,}580 \times 1.26 \times 6^{1.46}$ => Ct = $ 44,472.45

Costo del equipamiento:

$Ceq = 6{,}679 \times 31.27^{0.55}$ => Ceq = $ 44,362.00

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \ x \ 31.27 \ x \ 365 \ x \ 24 \ x \ 0.068 \ \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \ x \ 1.11^{10}} \quad => \quad Cen = \$ \ 81{,}827.80$$

Costo total de la alternativa:

C = 26,460.00 + 44,472.45 + 44,362.00 + 81,727.80 => C = $ 197,122.26

Alternativa 2: para el diámetro de 8”:

El resumen del cálculo es:

- Velocidad en la tubería 0.722 m/s
- Pérdida de carga por accesorios 0.663 m
- Pérdida de carga en la tubería 6.563 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo 165.726 m

- Altura dinámica del equipo de bombeo 39.226 m
- Potencia de la bomba 18.36 HP
- Potencia del motor 20.19 HP
- Costo de las obras civiles $ 26,460.00
- Costo de la tubería $ 67,686.43
- Costo del equipamiento $ 34,880.22
- Costo de la energía en valor presente $ 52,847.52
- Costo total de la alternativa $ 181,874.17

La solución es la alternativa 2 con un costo total de $ 181,874.17.

Para la alternativa b:

Caudal de bombeo:

$$Qmd = \frac{24 \times 23.40}{18} \quad => \quad Qmd = 31.20 \text{ lps}$$

Diámetro económico:

$$De = 0.96\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.03120^{0.45} \quad => \quad De = 7.39''$$

El diámetro de la tubería puede ser de 6” ó 8”.

Alternativa 1: para el diámetro de 6”:

Pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo y la descarga en el reservorio, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.03120}{\pi\,(6 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.710 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.710^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 3.728 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{250 \times 31.20^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 4.395 \text{ m}$$

La cota piezométrica en la estación de bombeo:

CPEB = 158.50 + 4.395 + 3.728 => CPEB = 166.623 m

La altura dinámica:

Hdin = 166.623 – 73.50 => Hdin = 93.123 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{31.20 \text{ x } 93.123}{50} \quad => \quad Pot_b = 58.11 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \text{ x } 58.11$ => $Pot_m = 63.92$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 250 \text{ x } 1.26 \text{ x } 6^{1.46}$ => Ct = $ 4,309.35

Costo del equipamiento:

$Ceq = 6,679 \text{ x } 63.92^{0.55}$ => Ceq = $ 65,737.04

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \text{ x } 63.92 \text{ x } 365 \text{ x } 18 \text{ x } 0.068 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \text{ x } 1.11^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 125,460.13$$

El costo total es:

C = 65,770.00 + 4,309.35 + 65,737.04 + 125,460.13 => C = $ 261,276.51

Alternativa 2: para el diámetro de 8”:

El resumen del cálculo es:

- Diámetro de la tubería	8”
- Velocidad en la tubería	0.962 m/s
- Pérdida de carga por accesorios	1.179 m
- Pérdida de carga en la tubería	1.083 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo	160.762 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	87.262 m
- Potencia de la bomba	54.45 HP
- Potencia del motor	59.90 HP
- Costo de las obras civiles	$ 65,770.00
- Costo de la tubería	$ 6,558.76
- Costo del equipamiento	$ 63,428.35
- Costo de la energía en valor presente	$ 117,464.26
- Costo total de la alternativa	$ 253,321.36

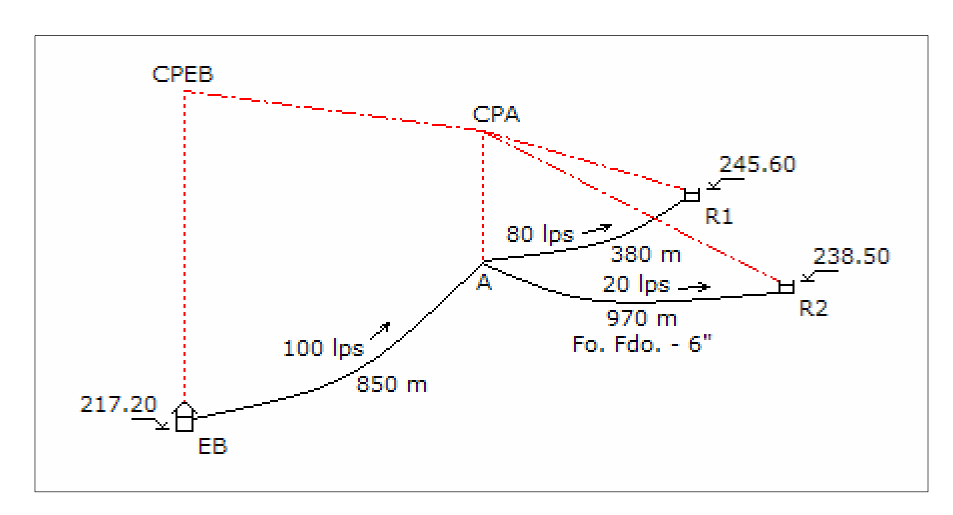
La solución es la alternativa 2, con un costo total de $ 253,321.36.

La mejor alternativa es la a., con una tubería de 8” de diámetro y un costo total de $ 181,874.17.

Pregunta Nº 13: De una cisterna con nivel de agua 217.20 m se desea bombear a los reservorios R1 y R2 con cotas de ingreso 245.60 y 238.50 m, respectivamente. La línea de impulsión tiene un tramo de 850 m hasta un punto donde se deriva para cada reservorio, de aquí las líneas tienen 380 y 970 m para R1 y R2, respectivamente. Para el R2 se utilizará tubería existente de fierro fundido de 6” de diámetro y el resto será de asbesto cemento. Los caudales a bombear, durante 20 horas al día, para R1 y R2 son 80 y 20 lps, respectivamente. Determinar la solución técnica económica, si el costo de la energía es: 0.068 \$/Kw-hr; costo de la tubería: 1.26 $D^{1.46}$; costo del equipamiento: 6,679 $Pot^{0.55}$.

Solución:

Para la tubería de fierro fundido y de asbesto cemento se considerará un coeficiente de rugosidad de 100 y 140, respectivamente; además, se considera una tasa de interés de 10% con un período de evaluación de 10 años. El gráfico del sistema de bombeo es:



Tramo del punto A al reservorio R2:

Pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.020}{\pi\,(6 \times 0.0254)^2} \qquad \Rightarrow \qquad V = 1.096 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 1.096^2}{2 \text{ x } 9.81} \qquad => \qquad hfa = 0.306 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{970 \text{ x } 20^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 100^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 13.960 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 238.50 + 0.306 + 13.960 => CPA = 252.766 m

Tramo del punto A al reservorio R1:

Si bien el tramo es una línea de impulsión, pero tiene la información hidráulica para que se diseñe como una línea de conducción. La altura disponible es:

H = 252.766 – 245.60 => H = 7.166 m

$$7.166 = 1741 \frac{380 \text{ x } 80^{1.85}}{D^{4.87} \ 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.080^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (0.0254 \ D)^4}$$

$f(D) = 234{,}942.71 \ D^{-4.87} + 6{,}352.38 \ D^{-4} - 7.166$

$f'(D) = -1'144{,}171.01 \ D^{-5.87} - 25{,}409.51 \ D^{-0.13}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
8.458	1.239	-4.712	0.263	8.721
8.721	0.104	-3.950	0.026	8.747
8.747	0.002	-3.883	0.001	8.748
8.748	-0.002	-3.880	0.000	8.748

Se utilizará tuberías en serie de 10" y 8", para lo cual se verifica las velocidades:

$$V_{10"} = \frac{4 \text{ x } 0.080}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 10)^2} \qquad => \qquad V_{10"} = 1.579 \text{ m/s}$$

$$V_{8"} = \frac{4 \text{ x } 0.080}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 8)^2} \qquad => \qquad V_{8"} = 2.467 \text{ m/s}$$

Siendo las velocidades menores de 3.50 m/s los diámetros son correctos. Pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio para un diámetro de 8":

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 2.467^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 1.551 \text{ m}$$

Carga disponible para la tubería en serie:

$H = 7.166 - 1.551$ => $H = 5.615$ m

Longitud de cada tubería:

$$1741 \frac{80^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{10"} + 1741 \frac{80^{1.85}}{8^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{8"} = 5.615$$

$0.00834\ L_{10"} + 0.02473\ L_{8"} = 5.615$ y $L_{10"} + L_{8"} = 380$

Resolviendo:

$L_{10"} = 230.71$ m y $L_{8"} = 149.29$ m

Se requiere 230.71 m de 10” de diámetro y 149.29 m de 8” de diámetro.

Tramo de la estación de bombeo EB hasta el punto A:

Diámetro económico:

$$De = 0.96 \left(\frac{20}{24}\right)^{0.25} 0.100^{0.45} \quad => \quad De = 12.81"$$

El diámetro de la tubería puede ser de 12” ó 14”.

Alternativa 1: para el diámetro de 12”.

Pérdida de carga en la tubería, y en accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{850 \text{ x } 100^{1.85}}{12^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 4.408 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.100}{\pi\,(12 \text{ x } 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.371 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \text{ x } 1.371^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 1.915 \text{ m}$$

La cota piezométrica en la estación de bombeo:

CPEB = 252.766 + 4.408 + 1.915 => CPEB = 259.089 m

La altura dinámica:

Hdin = 259.089 – 217.20 => Hdin = 41.889 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{100 \times 41.889}{50} \Rightarrow Pot_b = 83.78 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 83.78$ => $Pot_m = 92.16$ HP

Costo de tubería, no se considera el costo de la tubería existente de fierro fundido:

$$Ct = 230.71 \times 1.26 \times 10^{1.46} + 149.29 \times 1.26 \times 8^{1.46} + 850 \times 1.26 \times 12^{1.46}$$

=> Ct = $ 24,155.73

Costo del equipamiento:

$Ceq = 6,679 \times 92.16^{0.55}$ => Ceq = $ 80,389.51

Costo de energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 92.16 \times 365 \times 20 \times 0.068 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}} \Rightarrow Cen = \$\ 200{,}979.97$$

El costo total de la alternativa:

C = 24,155.73 + 80,389.51 + 200,979.97 => C = $ 305,525.20

Alternativa 2: para el diámetro de 14”:

El resumen del cálculo es:

- Pérdida de carga en la tubería	2.081 m
- Velocidad en la tubería	1.007 m/s
- Pérdida de carga por accesorios	1.033 m
- Cota piezométrica en estación de bombeo	255.880 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	38.680 m
- Potencia de la bomba	77.36 HP
- Potencia del motor	85.10 HP

- Costo de la tubería $ 27,148.00
- Costo del equipamiento $ 76,942.16
- Costo de la energía en valor presente $ 185,585.35
- Costo total de la alternativa $ 289,675.51

La solución es la alternativa 2, con un diámetro de 14” y un costo total de $ 289,675.51.

Pregunta Nº 14: Determinar la tubería paralela de una línea de impulsión, empleando la fórmula de Bresse, que se ha de instalar con una tubería de fierro fundido de 8” de diámetro que se dispone en almacén, con el criterio de inversión inicial, teniendo en cuenta la siguiente información:

- Longitud de la línea de impulsión : 1,800 m
- Altura estática : 24.70 m
- Caudal máximo diario : 85 lps
- Tiempo de bombeo : 15 horas
- Costo de tubería de asbesto cemento : $1.25\ D^{1.46}$
- Costo de equipamiento : $6{,}679\ Pot^{0.55}$

Solución:

Los coeficientes de rugosidad a considerar para la tubería de fierro fundido y de asbesto cementos son 100 y 140, respectivamente. Caudal de bombeo:

$$Qb = \frac{24 \text{ x } 85.00}{15} \quad => \quad Qb = 136.00 \text{ lps}$$

Diámetro económico:

$$De = 1.3\left(\frac{15}{24}\right)^{0.25} 0.136^{0.5} \quad => \quad De = 16.78”$$

Este diámetro viene a ser el diámetro equivalente de la tubería existente y la tubería paralela proyectada. Con este valor se determinará el diámetro paralelo, primero se determinará el coeficiente de rugosidad equivalente:

$$Ceq = \frac{100 + 140}{2} \quad => \quad Ceq = 120$$

El diámetro de la tubería paralela es:

$$120 \times 16.78^{2.63} = 100 \times 8^{2.63} + 140\ D^{2.63} \quad => \quad D = 15.08”$$

El diámetro puede ser 16”, 14” ó 12”.

Alternativa 1: para el diámetro de 16”:

Diámetro equivalente de la línea:

$120 \times D^{2.63} = 100 \times 8^{2.63} + 140 \times 16^{2.63}$ => $D = 17.69”$

El diámetro de la tubería en la estación de bombeo y en el reservorio será 18”. Pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo y reservorio, y pérdida de carga en la tubería

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.136}{\pi\,(18 \text{ x } 0.0254)^2}$$ => $V = 0.828$ m/s

$$hfa = \frac{(20 + 5) \text{ x } 0.828^2}{2 \text{ x } 9.81}$$ => $hfa = 0.874$ m

$$hf = 1741\,\frac{1{,}800 \text{ x } 136^{1.85}}{17.69^{4.87} \text{ x } 120^{1.85}}$$ => $hf = 3.317$ m

La altura dinámica:

Hdin = 24.70 + 3.317 + 0.874 => Hdin = 28.892 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{136 \text{ x } 28.892}{50}$$ => $Pot_b = 78.59$ HP

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 78.59$ => $Pot_m = 86.44$ HP

Costo de la tubería, no se considera el costo de la tubería existente de fierro fundido:

$Ct = 1{,}800 \times 1.26 \times 16^{1.46}$ => Ct = $ 129,914.68

Costo del equipamiento:

$Ceq = 6{,}679 \times 86.44^{0.55}$ => Ceq = $ 77,609.60

El costo total de la alternativa es:

C = 129,914.68 + 77,609.60 => C = $ 207,524.28

Alternativa 2: para el diámetro de 14".

Alternativa 3: para el diámetro de 12":

El resumen de los resultados de la Alternativa 2 y 3, se indica en la tabla siguiente:

	Alternativa 2	Alternativa 3
- Diámetro equivalente de la línea	15.73"	13.83"
- Diámetro de descarga y estación de bombeo	16"	14"
- Velocidad en la tubería	1.048 m/s	1.369 m/s
- Pérdida de carga por accesorios	1.401 m	2.389 m
- Pérdida de carga en la tubería	5.874 m	10.971 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	31.975 m	38.060 m
- Potencia de la bomba	86.97 HP	103.52 HP
- Potencia del motor	95.67 HP	113.88 HP
- Costo de la tubería	$ 106,903.02	$ 85,358.68
- Costo del equipamiento	$ 82,060.46	$ 90,313.21
- Costo total de la alternativa	$ 188,963.48	$ 175,671.88

Como el costo total sigue disminuyendo, se analizará para los diámetros de 10" y 8".

Alternativa 4: para el diámetro de 10".

Alternativa 5: para el diámetro de 8".

El resumen de los resultados de la Alternativa 4 y 5, se indica en la tabla siguiente:

	Alternativa 4	Alternativa 5
- Diámetro equivalente de la línea	12.04"	10.41"
- Diámetro de descarga y estación de bombeo	12"	10"
- Velocidad en la tubería	1.864 m/s	2.684 m/s
- Pérdida de carga por accesorios	4.427 m	9.179 m
- Pérdida de carga en la tubería	21.562 m	43.769 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	59.689 m	77.648 m
- Potencia de la bomba	137.87 HP	211.20 HP
- Potencia del motor	151.66 HP	232.32 HP
- Costo de la tubería	$ 65,409.83	$ 47,223.09
- Costo del equipamiento	$ 105,728.71	$ 133,678.57
- Costo total de la alternativa	$ 171,138.54	$ 180,901.66

De las cinco alternativas analizadas, la tubería paralela de 10" es la de menor inversión inicial con un costo total de $ 171,138.54.

Pregunta Nº 15: Considerando los criterios de Bresse, pero empleando la fórmula de Hazen y Williams para determinar la pérdida de carga, determinar una fórmula del diámetro económico de una tubería de impulsión asumiendo que el costo unitario de la tubería es: 3.70 D, D en plg, el costo unitario de la potencia instalada es $ 882.90, con una eficiencia de equipo de bombeo del 65%.

Solución:

El criterio de Bresse considera solamente la inversión inicial: el costo del equipamiento y de la tubería.

Costo del equipamiento:

Pérdida de carga en la tubería:

$$hf = 1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} \quad ; \quad \text{Q en lps, D en plg, L en m, hf en m}$$

Altura dinámica:

$$hf = 1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He \quad ; \quad \text{He en m}$$

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot = 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He)\ \frac{Q}{75 \times 0.65} \quad ; \quad \text{Pot en HP}$$

Costo del equipamiento:

$$Ceq = 882.90 \times 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He)\ \frac{Q}{75 \times 0.65} \quad ; \quad \text{Ceq en dólares}$$

Costo de la tubería:

Ctub = 3.70 D L ; D en plg, Ctub en dólares

Determinación del diámetro económico:

Inv = Ceq + Ctub

$$Inv = 882.90 \times 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He)\ \frac{Q}{75 \times 0.65} + 3.70\ D\ L$$

La inversión inicial depende solamente del diámetro, derivando e igualando a cero:

$$\frac{\partial nv}{\partial D} = (\quad 4.87) \times 882.90 \times 1.10 \left(1741 \frac{L\,Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}}\right) \frac{Q}{75 \times 0.65} + 3.70\,L$$

$$D = \frac{6.2198}{C^{0.315}}\,Q^{0.486} \qquad ; \qquad Q \text{ en lps, D en plg}$$

Pregunta Nº 16: Empleando el criterio de diámetro económico, determinar el costo total de un sistema de impulsión (tubería, equipamiento y operación), que se construirá por etapas de 10 años y renovación de equipamiento para cada etapa, considerando la siguiente información:

- Longitud de la tubería : 850 m
- Altura estática : 46.85 m
- Caudal máximo diario, I Etapa : 75 lps
- Caudal máximo diario, II Etapa : 106 lps
- Número de horas de bombeo : 18 hr
- Costo de tubería de asbesto cemento : $1.25\ D^{1.46}$
- Costo de equipamiento : $6{,}679\ Pot^{0.55}$
- Costo de energía : 0.068 $/Kw-hr

Solución:

El coeficiente de rugosidad a considerar para la tubería de asbesto cementos es 140, y la tasa de interés a emplear es 11%.

Caudales de bombeo para la primera etapa:

$$Q_I = \frac{24 \times 75}{18} \qquad => \qquad Q_I = 100.00 \text{ lps}$$

Caudal de bombeo para la segunda etapa:

$$Q_{II} = \frac{24 \times 106}{18} \qquad => \qquad Q_{II} = 141.33 \text{ lps}$$

Dos alternativas. Primera un diámetro en la primera etapa y una paralela en la segunda etapa; y la segunda un diámetro en la segunda etapa y el mismo en la primera etapa.

Primera alternativa: diseño de tuberías por etapas:

Diámetro económico para la primera etapa:

$$De = 0.96\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.100^{0.45} \quad => \quad De = 12.48"$$

El diámetro puede ser 14” ó 12”.

Alternativa 1.1: Análisis para el diámetro de 14”:

La pérdida de carga en la tubería, y la pérdida de carga en accesorios en la descarga y en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{850 \text{ x } 100^{1.85}}{14^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 2.081 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.100}{\pi (14 \text{ x } 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.007 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \text{ x } 1.007^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 1.292 \text{ m}$$

La altura dinámica:

Hdin = 46.85 + 2.081 + 1.292 => Hdin = 50.223 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{100 \text{ x } 50.223}{50} \quad => \quad Pot_b = 100.45 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \text{ x } 100.45$ => $Pot_m = 110.49$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 850 \text{ x } 1.25 \text{ x } 14^{1.46}$ => Ct = $ 50,081.33

Costo del equipamiento:

$Ceq = 6{,}679 \text{ x } 110.49^{0.55}$ => Ceq = $ 88,825.75

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \text{ x } 110.49 \text{ x } 365 \text{ x } 18 \text{ x } 0.068 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \text{ x } 1.11^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 216{,}867.47$$

Costo total de la alternativa:

C = 50,081.33 + 88,825.75 + 216,867.47 => C = $ 355,774.56

Alternativa 1.2: Análisis para el diámetro de 12”:

El resumen de los resultados es:

- Pérdida de carga en la tubería	4.408 m
- Velocidad en la tubería	1.371 m/s
- Pérdida de carga total por accesorios	2.393 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	53.652 m
- Potencia de la bomba	107.30 HP
- Potencia del motor	118.03 HP
- Costo de la tubería	$ 39,988.36
- Costo del equipamiento	$ 92,111.61
- Costo de la energía en valor presente	$ 231,673.88
- Costo total de la alternativa	$ 363,773.85

La mejor alternativa para la primera etapa es utilizar una tubería de 14” de diámetro para la línea de impulsión, con un costo total de $ 355,774.56.

Diámetro económico de la segunda etapa:

$$De = 0.96\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.14133^{0.45} \quad => \quad De = 14.58”$$

Diámetro de tubería paralela, considerando tuberías son del mismo material:

$$14.58^{2.63} = 14^{2.63} + D^{2.63} \quad => \quad D = 6.11”$$

El diámetro puede ser 6” ó 8”.

Alternativa 1.1.1: con tubería paralela de 6”:

Diámetro equivalente de la línea:

$$D^{2.63} = 14^{2.63} + 6^{2.63} \quad => \quad D = 14.56”$$

El diámetro de la tubería del árbol de descarga de la bomba y en la descarga en el reservorio será 14”.

Pérdida de carga en la tubería:

$$hf = 1741\,\frac{850 \times 141.33^{1.85}}{14.56^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 3.265 \text{ m}$$

Pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo y reservorio:

$$V = \frac{4 \times 0.14133}{\pi\,(14 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.423 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.423^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 2.580 \text{ m}$$

Altura dinámica:

Hdin = 46.85 + 3.265 + 2.580 => Hdin = 52.696 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{141.33 \times 52.696}{50} \quad => \quad Pot_b = 148.95 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 148.95$ => $Pot_m = 163.85$ HP

Costo de tubería, no se considera el costo de la tubería instalada en la primera etapa:

$Ct = 850 \times 1.25 \times 6^{1.46}$ => Ct = $ 14,535.49

Costo del equipamiento:

$Ceq = 6{,}679 \times 163.85^{0.55}$ => Ceq = $ 110,320.33

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 163.85 \times 365 \times 18 \times 0.068 \; \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 321{,}599.66$$

Costo total de la alternativa:

C = 14,535.49 + 110,320.33 + 321,599.66 => C = $ 446,455.48

Alternativa 1.1.2: con tubería paralela de 8”:

El resumen de los resultados es:

- Diámetro equivalente de la línea 15.14”

- Diámetro en la estación de bombeo y reservorio 14”
- Pérdida de carga en la tubería 2.692 m
- Velocidad en la tubería 1.423 m/s
- Pérdida de carga en accesorios 2.580 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo 52.122 m
- Potencia de la bomba 147.33 HP
- Potencia del motor 162.07 HP
- Costo de la tubería $ 22,122.81
- Costo del equipamiento $ 109,658.17
- Costo de energía en valor presente $ 318,098.70
- Costo total de la alternativa $ 449,879.69

La mejor alternativa para la segunda etapa es instalar una tubería de 6” de diámetro, paralela a la tubería de 14” instalada en la primera etapa. El valor presente de la alternativa es:

$$VP = \frac{446{,}455.48}{1.11^{10}} \quad => \quad VP = \$\ 157{,}234.69$$

El costo total de la primera alternativa es:

$$C = 355{,}774.56 + 157{,}234.69 \quad => \quad C = \$\ 513{,}009.25$$

Segunda alternativa: diseño de la tubería para la segunda etapa:

Diámetro económico para la segunda etapa:

$$De = 0.96\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.14133^{0.45} \quad => \quad De = 14.58”$$

El diámetro puede ser 16” ó 14”.

Alternativa 2.1: con tubería de 16” de diámetro para primera etapa:

Pérdida de carga en la tubería, en la estación de bombeo y en el reservorio:

$$hf = 1741 \frac{850 \text{ x } 100^{1.85}}{16^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 1.086 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.100}{\pi\,(16 \text{ x } 0.0254)^2} \quad => \quad V = 0.771 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20+5) \text{ x } 0.771^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 0.757 \text{ m}$$

La altura dinámica:

$Hdin = 46.85 + 1.086 + 0.757$ => $Hdin = 48.693$ m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{100 \times 48.693}{50}$$ => $Pot_b = 97.39$ HP

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 97.39$ => $Pot_m = 107.13$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 850 \times 1.25 \times 16^{1.46}$ => Ct = $ 60,861.70

Costo del equipamiento:

$Ceq = 6{,}679 \times 107.13^{0.55}$ => Ceq = $ 87,327.62

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 107.13 \times 365 \times 18 \times 0.068 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}}$$ => Cen = $ 210,263.08

Costo total de la alternativa:

C = 60,861.70 + 87,327.62 + 210,263.08 => C = $ 358,452.41

Alternativa 2.1.1: complementaria de la Alternativa 2.1 para la segunda etapa:

Pérdida de carga en tubería, y accesorios en la estación de bombeo y en la descarga:

$$hf = 1741 \frac{850 \times 141.33^{1.85}}{16^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => $hf = 2.060$ m

$$V = \frac{4 \times 0.14133}{\pi (16 \times 0.0254)^2}$$ => $V = 1.090$ m/s

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.090^2}{2 \times 9.81}$$ => $hfa = 1.513$ m

Altura dinámica:

Hdin = 46.85 + 2.060 + 1.513 => Hdin = 50.422 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{141.33 \text{ x } 50.422}{50}$$ => Pot_b = 142.53 HP

Potencia del motor:

Pot_m = 1.1 x 142.53 => Pot_m = 156.78 HP

Costo del equipamiento:

Ceq = 6,679 x $156.78^{0.55}$ => Ceq = $ 107,676.35

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \text{ x } 156.78 \text{ x } 365 \text{ x } 18 \text{ x } 0.068 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \text{ x } 1.11^{10}}$$ => Cen = $ 307,723.47

Costo total de la alternativa:

C = 107,676.35 + 307,723.47 => C = $ 415,399.82

El valor presente:

$$VP = \frac{415,399.82}{1.11^{10}}$$ => VP = $ 146,297.37

El costo total de la Alternativa 2.1 y la Alternativa 2.1.1, es:

C = 358,452.41 + 146,297.37 => C = $ 504,749.78

Alternativa 2.2: Análisis de la primera etapa con el diámetro de 14", esta alternativa es igual a la Alternativa 1.1, siendo su costo total de $ 355,774.56.

Alternativa 2.2.1: complementaria de la Alternativa 2.2 para la segunda etapa, el resumen del resultado es:

- Pérdida de carga en la tubería	3.946 m
- Velocidad en la tubería	1.423 m/s
- Pérdida de carga por accesorios	2.580 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	53.377 m

- Potencia de la bomba 150.88 HP
- Potencia del motor 165.97 HP
- Costo del equipamiento $ 111,102.11
- Costo de la energía en valor presente $ 325,755.34
- Costo total de la alternativa $ 436,857.46
- Valor presente de la alternativa $ 153,854.42

El costo total de la Alternativa 2.2 y la Alternativa 2.2.1, es:

C = 355,774.56 + 153,854.42 => C = $ 509,628.98

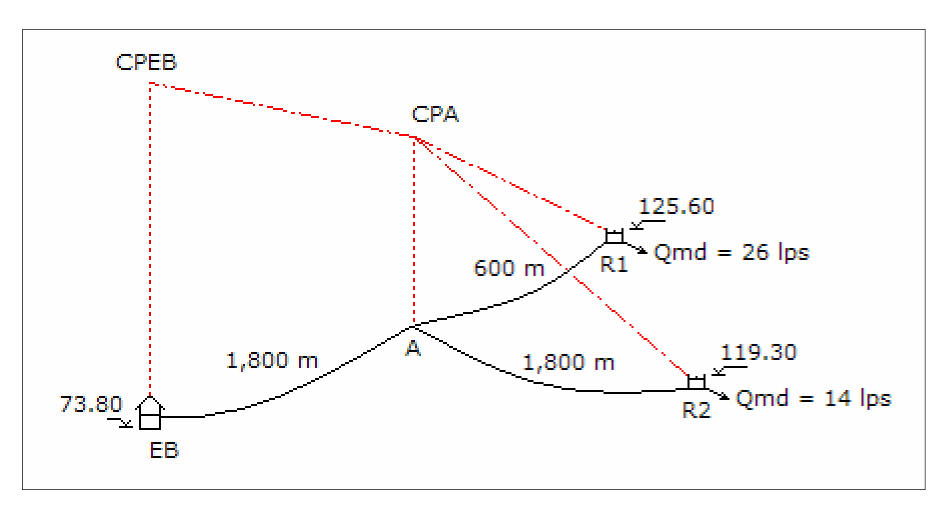
La mejor es la alternativa 2.1 para la primera etapa, y la alternativa 2.1.1 para la segunda etapa; la tubería que se instalará tiene un diámetro de 16” y que brindara servicio para la primera y segunda etapa, con un costo total de $ 504,749.78.

La solución es instalar la tubería hasta la segunda etapa con un costo de $ 504,749.78.

Pregunta Nº 17: De una estación de bombeo, cota de agua 73.80 m, parte una línea de impulsión que en su primer tramo tiene 1,800 m, seguidamente se ramifica en dos tramos de 600 y 1,800 m, respectivamente. Las cotas de llegada a R1 y R2 son 125.60 y 119.30 m, respectivamente. Los caudales máximo diario que debe llegar a R1 y R2 son 26 y 14 lps, respectivamente. Si con la fórmula se obtiene el diámetro económico, determine el costo de la solución técnica económica para 10 años de operación y 16 horas de funcionamiento de los equipos de bombeo. Costos de tubería = 1.25 $D^{1.46}$; costo de equipamiento = 6,680 $Pot^{0.55}$; costo de energía = 0.068 $/Kw-hr.

<u>Solución</u>:

Para la tubería se considerará un coeficiente de rugosidad de 140, y una tasa de interés de 11%. El gráfico del sistema de bombeo es:
:



Los caudales de bombeo son:

$$Q_1 = \frac{24 \times 26}{16} \quad => \quad Q_1 = 39 \text{ lps}$$

$$Q_2 = \frac{24 \times 14}{16} \quad => \quad Q_2 = 21 \text{ lps}$$

$$Qb = 39 + 21 \quad => \quad Qb = 60 \text{ lps}$$

Alternativa 1: Diseño del tramo A al reservorio R2 como línea de impulsión y el tramo del punto A al Reservorio R1 como línea de conducción:

Tramo del punto A al reservorio R2:

Diámetro económico:

$$De = 0.96 \left(\frac{16}{24}\right)^{0.25} 0.021^{0.45} \quad => \quad De = 6.00"$$

El diámetro de la tubería es 6". Pérdida de carga por accesorios en la descarga en el reservorio, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.021}{\pi \, (6 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.151 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.151^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 0.338 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{1{,}800 \times 21^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 15.214 \text{ m}$$

Cota piezométrica de A:

$$CPA = 119.30 + 0.338 + 15.214 \quad => \quad CPA = 134.852 \text{ m}$$

Tramo del punto A al Reservorio R1:

Carga disponible:

$$H = 134.852 - 125.60 \quad => \quad H = 9.252 \text{ m}$$

Diámetro de la línea, considerando la pérdida por accesorios en el reservorio:

$$9.252 = 1741\frac{600 \text{ x } 39^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.039^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (0.0254 \text{ x } D)^4}$$

$f(D) = 98{,}193.49\ D^{-4.87} + 1{,}509.68\ D^{-4} – 9.252$

$f'(D) = -478{,}202.28\ D^{-5.87} – 6{,}038.73\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
6.709	0.746	-7.161	0.104	6.813
6.813	0.033	-6.548	0.005	6.818
6.818	0.001	-6.520	0.000	6.818

Se puede instalar tuberías en serie de 8" y 6" de diámetro, verificando velocidades:

$$V_{8"} = \frac{4 \text{ x } 0.039}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 8)^2} \qquad => \qquad V_{8"} = 1.203 \text{ m/s}$$

$$V_{6"} = \frac{4 \text{ x } 0.039}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 6)^2} \qquad => \qquad V_{6"} = 2.138 \text{ m/s}$$

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, se puede considerar tuberías en serie. Pérdida de carga por accesorios en el reservorio R1, con diámetro de 6":

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 2.138^2}{2 \text{ x } 9.81} \qquad => \qquad hfa = 1.165 \text{ m}$$

Carga disponible para las tuberías en serie:

H = 9.252 – 1.165 => H = 8.087 m

Longitudes de las tuberías en serie:

$$1741\frac{39^{1.85}}{8^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{8"} + 1741\frac{39^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{6"} = 8.087$$

$0.00654\ L_{8"} + 0.02657\ L_{6"} = 8.087$ y $L_{8"} + L_{6"} = 600$

Resolviendo:

$L_{8"} = 392.22$ m y $L_{6"} = 207.78$ m

La longitud de la tubería de 6" es el 34.63% de la longitud total y es mayor al 15%, por consiguiente se puede instalar tuberías en serie.

Tramo de la estación de bombeo EB al punto A, diámetro económico:

$De = 0.96\left(\frac{16}{24}\right)^{0.25} 0.060^{0.45}$ => $De = 9.63"$

El diámetro es 10". La pérdida de carga en la tubería y la pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo:

$hf = 1741 \frac{1{,}800 \times 60^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}}$ => $hf = 8.817$ m

$V = \frac{4 \times 0.060}{\pi\,(10 \times 0.0254)^2}$ => $V = 1.184$ m/s

$hfa = \frac{20 \times 1.184^2}{2 \times 9.81}$ => $hfa = 1.429$ m

Cota piezométrica de la estación de bombeo:

CPEB = 134.852 + 8.817 + 1.429 => CPEB = 145.098 m

La altura dinámica:

Hdin = 145.098 – 73.80 => Hdin = 71.298 m

Potencia de la bomba:

$Pot_b = \frac{60 \times 71.298}{50}$ => $Pot_b = 85.56$ HP

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 85.56$ => $Pot_m = 94.11$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 1{,}800 \times 1.26 \times 6^{1.46} + 392.22 \times 1.26 \times 8^{1.46} + 207.78 \times 1.26 \times 6^{1.46} + \ldots$

$\ldots + 1{,}800 \times 1.26 \times 10^{1.46}$ => Ct = $ 110,308.62

Costo del equipamiento:

$Ceq = 6{,}680 \times 94.11^{0.55}$ => $Ceq = \$\ 81{,}336.44$

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 94.11 \times 365 \times 16 \times 0.068 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}} \Rightarrow Cen = \$\ 164{,}199.36$$

Costo total de la alternativa:

$C = 110{,}308.62 + 81{,}336.44 + 164{,}199.36$ => $C = \$\ 355{,}844.42$

Alternativa 2: Diseño del tramo A al reservorio R1 como línea de impulsión y el tramo del punto A al Reservorio R2 como línea de conducción:

Tramo del punto A al reservorio R1:

Diámetro económico:

$$De = 0.96 \left(\frac{16}{24}\right)^{0.25} 0.039^{0.45} \Rightarrow De = 7.93''$$

El diámetro es 8”. Pérdida de carga en la descarga y en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.039}{\pi (8 \times 0.0254)^2} \Rightarrow V = 1.203 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.203^2}{2 \times 9.81} \Rightarrow hfa = 0.369 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{600 \times 39^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} \Rightarrow hf = 3.927 \text{ m}$$

Cota piezométrica de A:

$CPA = 125.60 + 0.369 + 3.927$ => $CPA = 129.896$ m

Tramo del punto A al Reservorio R2:

Carga disponible:

$H = 129.896 - 119.30$ => $H = 10.596$ m

Diámetro de la línea, considerando la pérdida por accesorios en el reservorio:

$$10.596 = 1741 \frac{1{,}800 \text{ x } 21^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.021^{2}}{9.81 \text{ x } \pi^{2} \text{ x } (0.0254 \text{ x } D)^{4}}$$

$f(D) = 93{,}721.69\ D^{-4.87} + 437.72\ D^{-4} – 10.596$

$f'(D) = -456{,}424.62\ D^{-5.87} – 1{,}750.87\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
6.463	0.248	-8.137	0.030	6.493
6.493	0.007	-7.920	0.001	6.494
6.494	-0.001	-7.913	0.000	6.494

Se puede instalar tuberías en serie de 8" y 6" de diámetro, verificando velocidades:

$$V_{8"} = \frac{4 \text{ x } 0.021}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 8)^{2}} \quad => \quad V_{8"} = 0.648 \text{ m/s}$$

$$V_{6"} = \frac{4 \text{ x } 0.021}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 6)^{2}} \quad => \quad V_{6"} = 1.151 \text{ m/s}$$

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, se puede considerar tuberías en serie.
Pérdida de carga por accesorios en el reservorio R2, con diámetro de 6":

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 1.151^{2}}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 0.338 \text{ m}$$

Carga disponible para las tuberías en serie:

$H = 10.596 – 0.338$ => $H = 10.258$ m

Longitudes de las tuberías en serie:

$$1741 \frac{21^{1.85}}{8^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{8"} + 1741 \frac{21^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} L_{6"} = 10.258$$

$0.00208\ L_{8"} + 0.00845\ L_{6"} = 10.258$ y $L_{8"} + L_{6"} = 1{,}800$

Resolviendo:

$L_{8"} = 778.02$ m y $L_{6"} = 1{,}021.98$ m

La longitud de la tubería de 8” de diámetro es 778.02 m, que es el 43.22% del total de la línea, mayor al 15%, por consiguiente se puede instalar las tuberías en serie.

Diámetro económico del tramo de la estación de bombeo EB al punto A:

$$De = 0.96\left(\frac{16}{24}\right)^{0.25} 0.060^{0.45} \quad => \quad De = 9.63"$$

El diámetro es 10”. La pérdida de carga en la tubería y por accesorios en la estación de bombeo.

$$hf = 1741\,\frac{1{,}800 \text{ x } 60^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 8.817 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.060}{\pi\,(10 \text{ x } 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.184 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \text{ x } 1.184^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 1.429 \text{ m}$$

Cota piezométrica de la estación de bombeo:

CPEB = 129.896 + 8.817 + 1.429 => CPEB = 140.142 m

La altura dinámica:

Hdin = 140.142 – 73.80 => Hdin = 66.342 m

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot_b = \frac{60 \text{ x } 66.342}{50} \quad => \quad Pot_b = 79.61 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

Pot_m = 1.1 x 79.61 => Pot_m = 87.57 HP

Costo de tubería:

$Ct = 600 \text{ x } 1.26 \text{ x } 6^{1.46} + 778.02 \text{ x } 1.26 \text{ x } 8^{1.46} + 1{,}021.98 \text{ x } 1.26 \text{ x } 6^{1.46} + \ldots$

$\ldots + 1{,}800 \text{ x } 1.26 \text{ x } 10^{1.46}$ => Ct = $ 113,779.92

Costo del equipamiento:

$$Ceq = 6{,}680 \times 87.57^{0.55} \qquad \Rightarrow \qquad Ceq = \$\ 78{,}176.53$$

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 87.57 \times 365 \times 16 \times 0.068\ \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}} \Rightarrow Cen = \$\ 152{,}785.71$$

El costo total es:

$$C = 113{,}779.92 + 78{,}176.53 + 152{,}785.71 \qquad \Rightarrow \qquad C = \$\ 344{,}742.16$$

La Alternativa 2 es la mejor, con un costo total de $ 344,742.16.

Problema 18: Una estación de bombeo existente tiene una línea de impulsión de fierro fundido de 10" de diámetro, con una longitud de 850 m, el nivel de agua en la cisterna es 43.65 m; cuando el equipo de bombeo esta funcionando el medidor de caudal registra 68 lps y el manómetro indica 66 psi, y cuando esta apagado marca 51 psi, el manómetro tiene como cota 44.85 m. Se desea cambiar todo el equipamiento y ampliar la línea de impulsión para una capacidad de bombeo de 110 lps. Empleando la fórmula de Bresse y considerando 18 horas de bombeo, determinar la alternativa económica considerando solamente la inversión inicial. Costo del equipo = 6,680 $Pot^{0.55}$, costo de la tubería = 1.25 $D^{1.46}$.

Solución:

La diferencia de presiones en el manómetro es la pérdida de carga por accesorios y de la tubería cuando la línea esta operando. En la estación de bombeo la pérdida de carga por accesorios es solo en la tubería de descarga y se considera que el coeficiente total por los accesorios es 15, y en la descarga del reservorio el coeficiente de pérdida de carga por accesorios es 5, con estos valores se determinara el coeficiente de rugosidad de la tubería de fierro fundido. Pérdida de carga por accesorios:

$$V = \frac{4 \times 0.068}{\pi\,(10 \times 0.0254)^2} \qquad \Rightarrow \qquad V = 1.342\ m/s$$

$$hfa = \frac{(15 + 5) \times 1.342^2}{2 \times 9.81} \qquad \Rightarrow \qquad hfa = 1.836\ m$$

Pérdida de carga en la línea:

$$hf = 0.70307 \times (66 - 51) \qquad \Rightarrow \qquad hf = 10.546\ m$$

Pérdida de carga en la tubería:

hf = 10.546 – 1.836 => hf = 8.710 m

Coeficiente de rugosidad de la tubería de fierro fundido:

$$8.710 = 1741 \frac{850 \times 68^{1.85}}{10^{4.87} \times C^{1.85}} \quad => \quad C = 106.47 \text{ m}$$

Cota de descarga en el reservorio:

Cota = 44.85 + 0.70305 x 51 => Cota = 80.706 m

La tubería proyectada tendrá un coeficiente de rugosidad de 140, y siendo paralela a la tubería existente de fierro fundido, el coeficiente de rugosidad equivalente es:

$$C_{eq} = \frac{106.47 + 140}{2} \quad => \quad C_{eq} = 123.23$$

Diámetro de la línea de impulsión:

$$De = 1.3 \left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.110^{0.5} \quad => \quad De = 15.80”$$

Como existe una tubería de 10” de diámetro, el diámetro de la tubería paralela es:

$$123.23 \times 15.80^{2.63} = 106.47 \times 10^{2.63} + 140 \times D^{2.63} \quad => \quad D = 13.43”$$

La tubería paralela puede tener un diámetro de 14”, 12” ó 10”.

Alternativa 1: Diámetro de la tubería paralela de 14”:

Diámetro equivalente:

$$123.23\, D^{2.63} = 106.47 \times 10^{2.63} + 140 \times 14^{2.63} \quad => \quad D = 16.30”$$

El diámetro de la tubería en la estación de bombeo y en la descarga será 16”.

La velocidad, pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo y en el reservorio, y en la tubería para las nuevas condiciones de operación:

$$V = \frac{4 \times 0.110}{\pi\,(16 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 0.848 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 0.848^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 0.916 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{850 \text{ x } 110^{1.85}}{16.30^{4.87} \text{ x } 123.23^{1.85}}$$ => hf = 1.497 m

Cota piezométrica en la estación de bombeo:

CPEB = 80.706 + 0.916 + 1.497 => CPEB = 83.119 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 83.119 – 43.65 => Hdin = 39.469 m

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot_b = \frac{110 \text{ x } 39.469}{50}$$ => Pot_b = 86.83 HP

Potencia del motor:

Pot_m = 1.1 x 86.83 => Pot_m = 95.52 HP

Costo de la tubería:

Ct = 850 x 1.25 x $14^{1.46}$ => Ct = $ 50,081.33

Costo del equipamiento de la estación de bombeo:

Ceq = 6,680 x $95.52^{0.55}$ => Ceq = $ 82,000.53

Costo total de la alternativa:

C = 50,081.33 + 82,000.53 => C = $ 132,081.86

Alternativa 2: Diámetro de la tubería paralela de 12”:

Alternativa 3: Diámetro de la tubería paralela de 10”:

Los resultados, siguiendo la metodología aplicada, de las Alternativa 3 y Alternativa 4 se indican en la tabla siguiente:

	Alternativa 2	Alternativa 3
- Diámetro equivalente de la línea	14.59”	13.02”
- Diámetro en la estación de bombeo	14”	12”
- Diámetro en la descarga en el reservorio	14”	12”
- Velocidad en estación de bombeo y reservorio	1.108 m/s	1.508 m/s

- Pérdida de carga total por accesorios	1.563 m	2.896 m
- Pérdida de carga en la línea equivalente	2.573 m	4.482 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo	84.842 m	88.084 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	41.192 m	44.434 m
- Potencia de la bomba	90.62 HP	97.76 HP
- Potencia del motor	99.69 HP	107.53 HP
- Costo de la tubería	$ 39,988.36	$ 30,642.83
- Costo del equipamiento	$ 83,950.68	$ 87,522.64
- Costo total de la alternativa	$ 123,939.03	$ 118,165.47

Alternativa 4: Como los costos siguen disminuyendo, se analizará una alternativa adicional con un diámetro de la tubería paralela de 8”:

Los resultados, siguiendo la metodología aplicada, son los siguientes:

- Diámetro equivalente de la línea 11.65”
- Diámetro en la estación de bombeo 12”
- Diámetro en la descarga en el reservorio 12”
- Velocidad en la estación de bombeo y el reservorio 1.508 m/s
- Pérdida de carga total por accesorios 2.896 m
- Pérdida de carga en la línea equivalente 7.677 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo 91.279 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo 47.629 m
- Potencia de la bomba 104.78 HP
- Potencia del motor 115.26 HP
- Costo de la tubería $ 22,122.81
- Costo del equipamiento $ 90,929.25
- Costo total de la alternativa $ 113,052.06

La alternativa económica como inversión inicial es instalar una tubería paralela de 8” de diámetro con un costo total de $ 113,052.06.

Pregunta Nº 19: Si en la deducción de la fórmula de Bresse se emplea la fórmula de Hazen y Williams para determinar la pérdida de carga. ¿Cuál sería la fórmula de Bresse para tuberías de asbesto cemento? Considerar: costo unitario de tubería por unidad de diámetro: $ 3.47, costo unitario de potencia instalada por unidad de potencia: $ 1,026, eficiencia de la bomba: 66%.

Solución:

El criterio empleado por Bresse para determinar la fórmula del diámetro económico es considerar solamente la inversión inicial: costo del equipamiento y costo de la tubería.

Costo del equipamiento:

Pérdida de carga en la tubería:

$$hf = 1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} \quad ; \quad \text{Q en lps, D en plg, L en m, hf en m}$$

Altura dinámica:

$$hf = 1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He$$

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot = 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He) \frac{Q}{75 \times 0.66} \quad ; \quad \text{He en m, Pot en HP}$$

Costo del equipamiento:

$$Ceq = 1{,}026 \times 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He) \frac{Q}{75 \times 0.66} \quad ; \quad \text{Ceq en dólares}$$

Costo de la tubería:

Ctub = 3.47 D L ; D en plg, Ctub en dólares

Determinación del diámetro económico:

Inv = Ceq + Ctub

$$Inv = 1{,}026 \times 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} + He) \frac{Q}{75 \times 0.66} + 3.47\ D\ L$$

La inversión depende solamente del diámetro, derivando e igualando a cero:

$$\frac{\partial nv}{\partial D} = (\quad 4.87) \times 1{,}026 \times 1.10\ (1741 \frac{L\ Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}}) \frac{Q}{75 \times 0.66} + 3.47\ L$$

$$D = \frac{6.4344}{C^{0.315}} Q^{0.486} \quad ; \quad \text{Q en lps, D en plg}$$

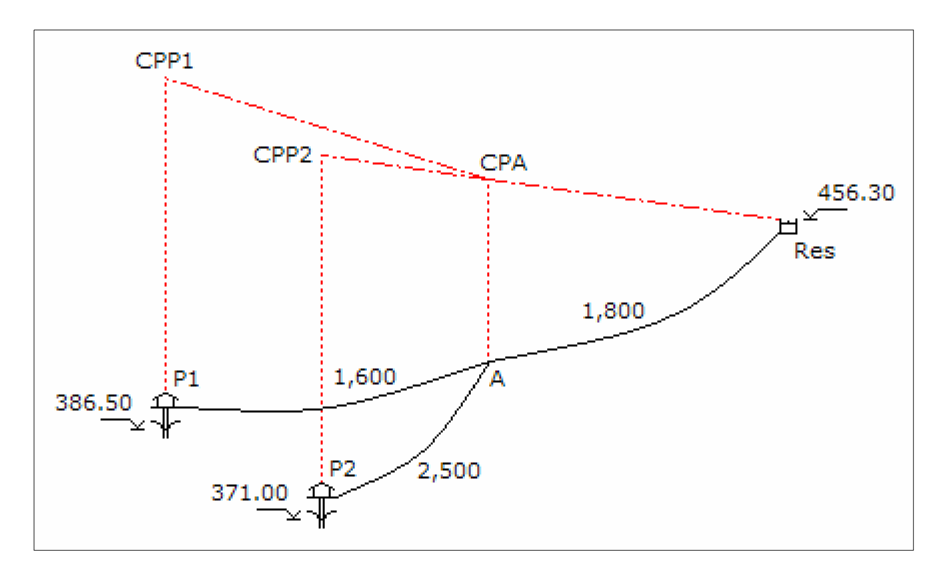
Como la tubería es de asbesto cemento, su coeficiente de rugosidad es 140, la fórmula quedaría como:

$D = 1.356\ Q^{0.486}$

Pregunta Nº 20: En el esquema mostrado determinar el costo total para un período de 10 años. Los pozos funcionan simultáneamente 18 horas al día, los caudales de bombeo son 40 y 60 lps para los pozos P1 y P2, respectivamente. Costo de tubería = $1.21\ D^{1.46}$, costo de equipo = $3{,}098\ Pot^{0.80}$, Costo de energía = 0.068 $/Kw-hr.

Solución:

Se considera para las tuberías un coeficiente de rugosidad de 140, y una tasa de interés de 11%.



Diámetro económico para el tramo del punto A al reservorio:

$$De = 0.96\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.100^{0.45} \quad => \quad De = 12.48''$$

El diámetro puede ser 12" ó 14".

Diámetro económico para el tramo del pozo P1 al punto A:

$$De = 0.96\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.040^{0.45} \quad => \quad De = 8.26''$$

El diámetro puede ser 8" ó 10".

Diámetro económico para el tramo del pozo P2 al punto A:

$$De = 0.96\,(\frac{18}{24})^{0.25}\ 0.060^{0.45} \qquad => \qquad De = 9.92"$$

El diámetro puede ser 8” ó 10”.

Como cada tramo tiene dos alternativas, se tienen que analizar ocho alternativas.

Alternativa 1: del punto A al reservorio con 14”, del P1 al punto A con 10”, y del P2 al punto A con 10”:

Tramo del punto A al reservorio:

Pérdida de carga por accesorios en la descarga en el reservorio y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.100}{\pi\,(0.0254 \times 14)^2} \qquad => \qquad V = 1.007 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.007^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 0.258 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{1{,}800 \times 100^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 4.406 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 456.30 + 0.258 + 4.406 => CPA = 460.965 m

Tramo del pozo P1 al punto A:

Pérdida de carga en la tubería y por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741\,\frac{1{,}600 \times 40^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 3.702 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.040}{\pi\,(0.0254 \times 10)^2} \qquad => \qquad V = 0.789 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \times 0.789^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 0.635 \text{ m}$$

Cota piezométrica del pozo P1:

CPP1 = 460.964 + 3.702 + 0.635 => CPP1 = 465.302 m

Altura dinámica del equipo de bombeo de P1:

$Hdin_1$ = 465.302 – 385.60 => $Hdin_1$ = 79.702 m

Potencia del equipo de bombeo de P1:

$$Pot_{b1} = \frac{40 \times 79.702}{50}$$ => Pot_{b1} = 63.76 HP

Potencia del motor de P1:

Pot_{m1} = 1.1 x 63.76 => Pot_{m1} = 70.14 HP

Tramo del pozo P2 al punto A:

Pérdida de carga en la tubería y pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{2{,}500 \times 60^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => hf = 12.246 m

$$V = \frac{4 \times 0.060}{\pi\,(0.0254 \times 10)^2}$$ => V = 1.184 m/s

$$hfa = \frac{20 \times 1.184^2}{2 \times 9.81}$$ => hfa = 1.429 m

Cota piezométrica del pozo P2:

CPP2 = 460.964 + 12.246 + 1.429 => CPP2 = 474.640 m

Altura dinámica del equipo de bombeo de P2:

$Hdin_2$ = 474.640 – 371.00 => $Hdin_2$ = 103.640 m

Potencia del equipo de bombeo de P2:

$$Pot_{b2} = \frac{60 \times 103.640}{50}$$ => Pot_{b2} = 124.37 HP

Potencia del motor de P2:

$Pot_{m2} = 1.1 \times 124.37$ => $Pot_{m2} = 136.80$ HP

Determinación de costos:

Costo de la tubería:

$Ct = 1{,}800 \times 1.21 \times 14^{1.46} + 1{,}600 \times 1.21 \times 10^{1.46} + 2{,}500 \times 1.21 \times 10^{1.46}$

=> $Ct = \$ 245{,}737.64$

Costo del equipamiento de las estaciones de bombeo:

$Ceq = 3{,}098 \times 70.14^{0.80} + 3{,}098 \times 136.80^{0.80}$ => $Ceq = \$ 251{,}338.13$

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times (70.14 + 136.80) \times 365 \times 18 \times 0.068 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}}$$

=> $Cen = \$ 406{,}181.77$

Costo total de la alternativa:

$C = 245{,}737.64 + 251{,}338.13 + 406{,}181.77$ => $C = \$ 903{,}257.54$

Alternativa 2: del punto A al reservorio con 14”, del P1 al punto A con 10”, y del P2 al punto A con 8”.

Alternativa 3: del punto A al reservorio con 14”, del P1 al punto A con 8”, y del P2 al punto A con 10”.

Los resultados, siguiendo la metodología aplicada, se indican en la tabla siguiente:

	Alternativa 2	Alternativa 3
Tramo del punto A al reservorio:		
- Velocidad	1.007 m/s	1.007 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en reservorio	0.258 m	0.258 m
- Pérdida de carga en la tubería	4.406 m	4.406 m
- Cota piezométrica en el punto A	460.965 m	460.965 m
Tramo del pozo P1 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	3.702 m	10.973 m
- Velocidad	0.789 m/s	1.233 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en el pozo P1	0.635 m	1.551 m
- Cota piezométrica del pozo P1	465.302 m	473.489 m

- Altura dinámica del equipo de bombeo de P1	79.702 m	87.889 m
- Potencia del equipo de bombeo de P1	63.76 HP	70.31 HP
- Potencia del motor de P1	70.14 HP	77.34 HP
Tramo del pozo P2 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	36.302 m	12.246 m
- Velocidad	1.860 m/s	1.184 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en el pozo P2	3.489 m	1.429 m
- Cota piezométrica del pozo P2	500.757 m	474.640 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P2	129.757 m	103.640 m
- Potencia del equipo de bombeo de P2	155.71 HP	124.37 HP
- Potencia del motor de P2	171.28 HP	136.80 HP
Determinación de costos:		
- Costo de la tubería	$ 221,480.63	$ 230,213.16
- Costo del equipamiento	$ 282,552.58	$ 258,894.37
- Costo de la energía en valor presente	$ 473,846.96	$ 420,323.59
- Costo total de la alternativa	$ 977,880.18	$ 909,431.12

Alternativa 4: del punto A al reservorio con 14”, del P1 al punto A con 8”, y del P2 al punto A con 8”.

Alternativa 5: del punto A al reservorio con 12”, del P1 al punto A con 10”, y del P2 al punto A con 10”.

Los resultados, siguiendo la metodología aplicada, se indican en la tabla siguiente:

	Alternativa 4	Alternativa 5
Tramo del punto A al reservorio:		
- Velocidad	1.007 m/s	1.371 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en reservorio	0.258 m	0.479 m
- Pérdida de carga en la tubería	4.406 m	9.335 m
- Cota piezométrica en el punto A	460.965 m	466.114 m
Tramo del pozo P1 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	10.973 m	3.702 m
- Velocidad	1.233 m/s	0.789 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en el pozo P1	1.551 m	0.635 m
- Cota piezométrica del pozo P1	473.489 m	470.451 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P1	87.889 m	84.851 m
- Potencia del equipo de bombeo de P1	70.31 HP	67.88 HP
- Potencia del motor de P1	77.34 HP	74.67 HP
Tramo del pozo P2 al punto A:		

- Pérdida de carga en la tubería	36.302 m	12.246 m
- Velocidad	1.860 m/s	1.184 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en el pozo P2	3.489 m	1.429 m
- Cota piezométrica del pozo P2	500.757 m	479.789 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P2	129.757 m	108.789 m
- Potencia del equipo de bombeo de P2	155.71 HP	130.55 HP
- Potencia del motor de P2	171.28 HP	143.60 HP
Determinación de costos:		
- Costo de la tubería	$ 205,956.15	$ 225,048.23
- Costo del equipamiento	$ 290,108.83	$ 262,375.23
- Costo de la energía en valor presente	$ 487,988.78	$ 428,415.68
- Costo total de la alternativa	$ 984,053.76	$ 915,839.14

Alternativa 6: del punto A al reservorio con 12”, del P1 al punto A con 10”, y del P2 al punto A con 8”.

Alternativa 7: del punto A al reservorio con 12”, del P1 al punto A con 8”, y del P2 al punto A con 10”.

Los resultados, siguiendo la metodología aplicada, se indican en la tabla siguiente:

	Alternativa 6	Alternativa 7
Tramo del punto A al reservorio:		
- Velocidad	1.371 m/s	1.371 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en reservorio	0.479 m	0.479 m
- Pérdida de carga en la tubería	9.335 m	9.335 m
- Cota piezométrica en el punto A	466.114 m	466.114 m
Tramo del pozo P1 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	3.702 m	10.973 m
- Velocidad	0.789 m/s	1.233 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en el pozo P1	0.635 m	1.551 m
- Cota piezométrica del pozo P1	470.451 m	478.638 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P1	84.851 m	93.038 m
- Potencia del equipo de bombeo de P1	67.88 HP	74.43 HP
- Potencia del motor de P1	74.67 HP	81.87 HP
Tramo del pozo P2 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	36.302 m	12.246 m
- Velocidad	1.860 m/s	1.184 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en el pozo P2	3.489 m	1.429 m
- Cota piezométrica del pozo P2	505.906 m	479.789 m

- Altura dinámica del equipo de bombeo de P2	134.906 m	108.789 m
- Potencia del equipo de bombeo de P2	161.89 HP	130.55 HP
- Potencia del motor de P2	178.08 HP	143.60 HP
Determinación de costos:		
- Costo de la tubería	$ 205,791.22	$ 209,523.75
- Costo del equipamiento	$ 293,320.01	$ 269,841.81
- Costo de la energía en valor presente	$ 496,080.87	$ 442,557.50
- Costo total de la alternativa	$ 990,192.10	$ 921,923.05

Alternativa 8: del punto A al reservorio con 12”, del P1 al punto A con 8”, y del P2 al punto A con 8”:

Los resultados, siguiendo la metodología aplicada, son los siguientes:

Tramo del punto A al reservorio:

- Velocidad 1.371 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en el reservorio 0.479 m
- Pérdida de carga en la tubería 9.335 m
- Cota piezométrica en el punto A 466.114 m

Tramo del pozo P1 al punto A:

- Pérdida de carga en la tubería 10.973 m
- Velocidad 1.233 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en el pozo P1 1.551 m
- Cota piezométrica del pozo P1 478.638 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P1 93.038 m
- Potencia del equipo de bombeo de P1 74.43 HP
- Potencia del motor de P1 81.87 HP

Tramo del pozo P2 al punto A:
- Pérdida de carga en la tubería 36.302 m
- Velocidad 1.850 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en el pozo P2 3.489 m
- Cota piezométrica del pozo P2 505.906 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P2 134.906 m
- Potencia del equipo de bombeo de P2 161.89 HP
- Potencia del motor de P2 178.08 HP

Determinación de costos:

- Costo de la tubería $ 185,266.74
- Costo del equipamiento $ 300,786.58
- Valor presente de la energía $ 510,222.70

- Costo total de la alternativa $ 996,276.02

La solución es la Alternativa 1, con un costo total de $ 903,257.54.

Pregunta Nº 21: Se tiene 650 m de tubería de 10” de diámetro, que se utilizará en una línea de impulsión de 1,200 m de longitud, la cual parte de una caseta de bombeo con nivel de agua mínimo de 64.25 m, y llega a un reservorio elevado con un nivel de ingreso de 96.50 m; éste reservorio abastece a las redes un caudal de 123.50 lps. El equipo de bombeo funcionará 18 horas al día. Utilizando la fórmula de Bresse, ¿Cuál es la inversión inicial económica? Costo de la tubería = 1.21 $D^{1.47}$; Costo del equipamiento = 6,680 $Pot^{0.55}$.

Solución:

Para la tubería existente y proyectada se utilizará un coeficiente de rugosidad de 140; los coeficientes de variación diaria y horaria serán 1.3 y 1.8, respectivamente.

Caudal máximo diario de la zona de servicio:

$$Q_{md} = \frac{123.50 \times 1.3}{1.8} \quad \Rightarrow \quad Q_{md} = 89.19 \text{ lps}$$

Caudal de bombeo:

$$Q_b = \frac{89.19 \times 24}{18} \quad \Rightarrow \quad Q_b = 118.93 \text{ lps}$$

Diámetro económico:

$$De = 1.3 \left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.11893^{0.5} \quad \Rightarrow \quad De = 16.43''$$

El diámetro puede ser de 18”, 16” ó 14”.

Se plantean dos alternativas. La primera con dos tramos en la línea, el primero con el diámetro económico y el segundo con una paralela a la tubería de 10” para conseguir el diámetro económico. La segunda alternativa es completar la longitud de la línea con tubería de 10” y poner una tubería paralela para conseguir el diámetro económico.

Alternativa 1.1: Diámetro de 18” en el primer tramo y en el segundo el paralelo a 10”:

El diámetro de la tubería en la estación de bombeo y en la descarga en el reservorio será 18”. La velocidad, pérdida de carga por accesorios en estas unidades es:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.11893}{\pi\,(18 \text{ x } 0.0254)^2} \quad => \quad V = 0.724 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \text{ x } 0.724^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 0.669 \text{ m}$$

Diámetro de la paralela del segundo tramo:

$$18^{2.63} = 10^{2.63} + D^{2.63} \quad => \quad D = 16.43”$$

El diámetro de la tubería paralela será 16”, y el diámetro equivalente en el tramo es:

$$D^{2.63} = 10^{2.63} + 16^{2.63} \quad => \quad D = 17.63”$$

Pérdida de carga en la línea:

$$hf = 1741\,\frac{550 \text{ x } 118.93^{1.85}}{18^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} + 1741\,\frac{650 \text{ x } 118.93^{1.85}}{17.63^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 1.259 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la estación de bombeo:

$$CPEB = 96.50 + 0.669 + 1.259 \quad => \quad CPEB = 98.428 \text{ m}$$

Altura dinámica del equipo de bombeo:

$$Hdin = 98.428 - 64.25 \quad => \quad Hdin = 34.178 \text{ m}$$

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot_b = \frac{118.83 \text{ x } 34.178}{50} \quad => \quad Pot_b = 81.29 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$$Pot_m = 1.1 \text{ x } 81.29 \quad => \quad Pot_m = 89.42 \text{ HP}$$

Costo de la tubería:

$$Ct = 550 \text{ x } 1.21 \text{ x } 18^{1.47} + 650 \text{ x } 1.21 \text{ x } 16^{1.47} \quad => \quad Ct = \$\ 92{,}919.93$$

Costo del equipamiento de la estación de bombeo:

$$Ceq = 6{,}680 \text{ x } 89.42^{0.55} \quad => \quad Ceq = \$\ 79{,}080.80$$

Costo total de la alternativa:

C = 92,919.93 + 79,080.80 => C = $ 172,000.73

Alternativa 1.2: Diámetro de 16” en el primer tramo y en el segundo el paralelo a 10”.

Alternativa 1.3: Diámetro de 14” en el primer tramo y en el segundo el paralelo a 10”.

Los resultados de las alternativas se indican en la tabla siguiente:

	Alternativa 1.2	Alternativa 1.3
- Diámetro en estación de bombeo y reservorio	16”	14”
- Velocidad en estación de bombeo y reservorio	0.917 m/s	1.197 m/s
- Pérdida de carga total por accesorios	1.071 m	1.827 m
- Diámetro de la paralela en el segundo tramo	14.04”	11.43”
- Diámetro considerado en el segundo tramo	14”	12”
- Diámetro equivalente del segundo tramo	15.96”	14.41”
- Pérdida de carga total en la línea	2.125 m	3.759 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo	99.696 m	102.086 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	41.192 m	37.836 m
- Potencia de la bomba	84.31 HP	89.99 HP
- Potencia del motor	92.74 HP	98.99 HP
- Costo de la tubería	$ 77,255.98	$ 62,553.01
- Costo del equipamiento	$ 80,681.04	$ 83,629.24
- Costo total de la alternativa	$ 157,937.02	$ 146,182.24

Alternativa 1.4: Como los costos siguen disminuyendo, se analizará una alternativa adicional con un diámetro de 12” en el primer tramo y en el segundo el paralelo a 10”:

Los resultados, siguiendo la metodología aplicada, son los siguientes:

- Diámetro en la estación de bombeo y el reservorio 12”
- Velocidad en la estación de bombeo y el reservorio 1.630 m/s
- Pérdida de carga total por accesorios 3.385 m
- Diámetro de la paralela en el segundo tramo 8.31”
- Diámetro considerado en el segundo tramo 8”
- Diámetro equivalente del segundo tramo 11.83”
- Pérdida de carga total en la línea 8.909 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo 108.794 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo 44.544 m
- Potencia de la bomba 105.95 HP
- Potencia del motor 116.54 HP
- Costo de la tubería $ 42,397.19
- Costo del equipamiento $ 91,483.67

- Costo total de la alternativa $ 133,880.86

Alternativa 2.1: Diámetro equivalente entre la tubería paralela y la tubería existente para 18”:

El diámetro de la tubería en la estación de bombeo y en la descarga en el reservorio será 18”. La velocidad, pérdida de carga por accesorios en estas unidades es:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.11893}{\pi\,(18 \text{ x } 0.0254)^2} \quad => \quad V = 0.714 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \text{ x } 0.714^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 0.669 \text{ m}$$

Diámetro de la paralela:

$$18^{2.63} = 10^{2.63} + D^{2.63} \quad => \quad D = 16.43”$$

El diámetro de la tubería paralela será 16”, y el diámetro equivalente es:

$$D^{2.63} = 10^{2.63} + 16^{2.63} \quad => \quad D = 17.63”$$

Pérdida de carga en la línea:

$$hf = 1741 \frac{1{,}200 \text{ x } 118.93^{1.85}}{17.63^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 1.317 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la estación de bombeo:

CPEB = 96.50 + 0.669 + 1.317 => CPEB = 98.486 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 98.486 – 64.25 => Hdin = 34.236 m

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot_b = \frac{118.83 \text{ x } 34.236}{50} \quad => \quad Pot_b = 81.43 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \text{ x } 81.43$ => $Pot_m = 89.57$ HP

Costo de la tubería:

$Ct = 1{,}200 \times 1.21 \times 16^{1.47} + 550 \times 1.21 \times 10^{1.47}$ => $Ct = \$\ 105{,}151.50$

Costo del equipamiento de la estación de bombeo:

$Ceq = 6{,}680 \times 89.57^{0.55}$ => $Ceq = \$\ 79{,}154.83$

Costo total de la alternativa:

$C = 105{,}151.50 + 79{,}154.83$ => $C = \$\ 184{,}306.33$

Alternativa 2.2: Diámetro equivalente entre la tubería paralela y la tubería existente para 16”.

Alternativa 2.3: Diámetro equivalente entre la tubería paralela y la tubería existente para 14”.

Los resultados de las alternativas se indican en la tabla siguiente:

	Alternativa 2.2	Alternativa 2.3
- Diámetro en estación de bombeo y reservorio	16”	14”
- Velocidad en estación de bombeo y reservorio	0.917 m/s	1.197 m/s
- Pérdida de carga total por accesorios	1.071 m	1.827 m
- Diámetro de la tubería paralela	14.04”	11.43”
- Diámetro considerado	14”	12”
- Diámetro equivalente	15.96”	14.41”
- Pérdida de carga en la línea	2.135 m	3.514 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo	99.706 m	101.841 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	35.456 m	37.591 m
- Potencia de la bomba	84.33 HP	89.41 HP
- Potencia del motor	92.77 HP	98.35 HP
- Costo de la tubería	$ 89,911.09	$ 75,662.87
- Costo del equipamiento	$ 80,693.80	$ 83,331.07
- Costo total de la alternativa	$ 170,604.88	$ 158,993.94

Alternativa 2.4: Como los costos siguen disminuyendo, se analiza otra alternativa con un diámetro equivalente entre la tubería paralela y la tubería existente para 12”:

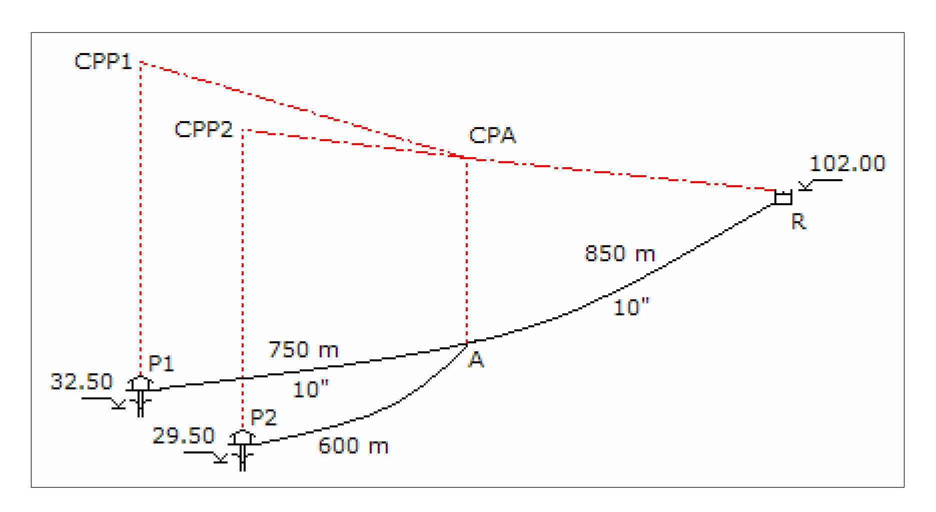
Los resultados, siguiendo la metodología aplicada, son los siguientes:

- Diámetro en la estación de bombeo y el reservorio 12”
- Velocidad en la estación de bombeo y el reservorio 1.630 m/s
- Pérdida de carga total por accesorios 3.385 m

- Diámetro de la tubería paralela	8.31”
- Diámetro considerado	8”
- Diámetro equivalente	11.83”
- Pérdida de carga en la línea	9.190 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo	109.075 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	44.825 m
- Potencia de la bomba	106.62 HP
- Potencia del motor	117.28 HP
- Costo de la tubería	$ 50,508.83
- Costo del equipamiento	$ 91,801.12
- Costo total de la alternativa	$ 142,309.45

La menor inversión inicial es la Alternativa 1.4, el primer tramo con una tubería de 12” diámetro y en el segundo tramo una paralela de 8” de diámetro a la tubería de 10”, con un costo total de $ 133,880.86.

Pregunta Nº 22: El sistema mostrado en el gráfico inicialmente consistía de la línea de impulsión del pozo P1 al reservorio R, al disminuir el rendimiento del pozo P1 se tiene que cambiar de equipamiento para 40 lps, para completar el déficit y la demanda futura se debe perforar el pozo P2 con un rendimiento de 80 lps. Si el bombeo es en forma simultánea durante 18 horas al día, determinar los diámetros económicos analizando la inversión inicial para la fórmula de Bresse. Costo de tubería = 0.77 $D^{1.77}$, Costo de equipamiento = 2,481 $Pot^{0.78}$.



Solución:

Para la tubería existente y la tubería proyectada se considera un coeficiente de rugosidad será 140.

Diámetro económico para el tramo del punto A al reservorio R:

$$De = 1.3\,(\frac{18}{24})^{0.25}\ 0.120^{0.5} \qquad => \qquad De = 16.50"$$

Como existe una tubería de 10" de diámetro, la tubería paralela es:

$$16.50^{2.63} = 10^{2.63} + D^{2.63} \qquad => \qquad D = 14.65"$$

El diámetro puede ser 16", 14" ó 12":

Diámetro económico para el tramo del pozo P1 al punto A:

$$De = 1.3\,(\frac{18}{24})^{0.25}\ 0.040^{0.5} \qquad => \qquad De = 9.53"$$

El diámetro será 10", que corresponde al diámetro existente.

Diámetro económico para el tramo del pozo P2 al punto A:

$$De = 1.3\,(\frac{18}{24})^{0.25}\ 0.080^{0.5} \qquad => \qquad De = 13.47"$$

El diámetro puede ser 14", 12" ó 10".

El tramo del pozo P1 al punto tiene 10" de diámetro existente y los otros dos tramos tienen tres alternativas de diámetros, por consiguiente se tienen que analizar nueve alternativas.

Alternativa 1: Del punto A al reservorio R con una paralela de 16" a la tubería existente, y del pozo P2 al punto A con 14":

Tramo del punto A al reservorio R: con tuberías paralelas de 16" y 10" de diámetro:

Diámetro equivalente en la tubería de descarga:

$$Deq^{2.63} = 10^{2.63} + 16^{2.63} \qquad => \qquad Deq = 17.63"$$

El diámetro será de 18". La pérdida de carga en la descarga con la tubería de 18" de diámetro y en la tubería con el diámetro equivalente:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.120}{\pi\,(0.0254 \text{ x } 18)^2} \qquad => \qquad V = 0.731 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 0.731^2}{2 \text{ x } 9.81} \qquad => \qquad hfa = 0.136 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{850 \text{ x } 120^{1.85}}{17.63^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => hf = 0.949 m

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 102.00 + 0.136 + 0.949 => CPA = 103.085 m

Tramo del pozo P1 al punto A: en este tramo la tubería existente es de 10” de diámetro:

Pérdida de carga en la tubería y pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{750 \text{ x } 40^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => hf = 1.735 m

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.040}{\pi (0.0254 \text{ x } 10)^2}$$ => V = 0.789 m/s

$$hfa = \frac{20 \text{ x } 0.789^2}{2 \text{ x } 9.81}$$ => hfa = 0.635 m

Cota piezométrica del pozo P1:

CPP1 = 103.085 + 1.735 + 0.635 => CPP1 = 105.455 m

Altura dinámica del equipo de bombeo de P1:

$Hdin_1$ = 105.455 – 32.50 => $Hdin_1$ = 72.955 m

Potencia del equipo de bombeo de P1:

$$Pot_{b1} = \frac{40 \text{ x } 72.955}{50}$$ => Pot_{b1} = 58.36 HP

Potencia del motor de P1:

Pot_{m1} = 1.1 x 58.36 => Pot_{m1} = 64.20 HP

Tramo del pozo P2 al punto A: con la tubería proyectada de 14” de diámetro:

Pérdida de carga en la tubería y pérdida carga por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{600 \ x \ 80^{1.85}}{14^{4.87} \ x \ 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 0.972 \ m$$

$$V = \frac{4 \ x \ 0.080}{\pi \ (0.0254 \ x \ 14)^2} \qquad => \qquad V = 0.806 \ m/s$$

$$hfa = \frac{20 \ x \ 0.806^2}{2 \ x \ 9.81} \qquad => \qquad hfa = 0.661 \ m$$

Cota piezométrica del pozo P2:

CPP2 = 103.085 + 0.972 + 0.661 => CPP2 = 104.718 m

Altura dinámica del equipo de bombeo de P2:

$Hdin_2$ = 104.718 – 29.50 => $Hdin_2$ = 75.218 m

Potencia del equipo de bombeo de P2:

$$Pot_{b2} = \frac{80 \ x \ 75.218}{50} \qquad => \qquad Pot_{b2} = 120.35 \ HP$$

Potencia del motor de P2:

Pot_{m2} = 1.1 x 120.35 => Pot_{m2} = 132.38 HP

Determinación de costos:

Costo de la tubería:

Ct = 850 x 0.77 x $16^{1.77}$ + 600 x 0.77 x $14^{1.77}$ => Ct = $ 137,902.91

Costo del equipamiento de los pozos:

Ceq = 2,481 x $64.20^{0.78}$ + 2,481 x $132.38^{0.78}$ => Ceq = $ 175,868.08

Costo total de la alternativa:

C = 137,902.91 + 175,868.08 => C = $ 313,770.99

Alternativa 2: Del punto A al reservorio R con una paralela de 16” a la tubería existente, y del pozo P2 al punto A con 12”.

Alternativa 3: Del punto A al reservorio R con una paralela de 16” a la tubería existente,

y del pozo P2 al punto A con 10”.

Los resultados, con la metodología empleada, de las Alternativa 2 y Alternativa 3 se indican en la tabla siguiente:

	Alternativa 2	Alternativa 3
Tramo del punto A al reservorio R:		
- Diámetro equivalente en tubería de descarga	17.63”	17.63”
- Diámetro en la tubería de descarga	18”	18”
- Velocidad en la tubería de descarga	0.731 m/s	0.731 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en descarga	0.136 m	0.126 m
- Pérdida de carga en la tubería	0.949 m	0.949 m
- Cota piezométrica en el punto A	103.085 m	103.085 m
Tramo del pozo P1 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	1.735 m	1.735 m
- Velocidad en la tubería	0.789 m/s	0.789 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en pozo P1	0.635 m	0.635 m
- Cota piezométrica del pozo P1	105.455 m	105.455 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P1	72.955 m	72.955 m
- Potencia del equipo de bombeo de P1	58.36 HP	58.36 HP
- Potencia del motor de P1	64.20 HP	64.20 HP
Tramo del pozo P2 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	2.059 m	5.004 m
- Velocidad en la tubería	1.096 m/s	1.579 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en pozo P2	1.225 m	2.541 m
- Cota piezométrica del pozo P2	106.370 m	110.630 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P2	76.870 m	81.130 m
- Potencia del equipo de bombeo de P2	122.99 HP	129.81 HP
- Potencia del motor de P2	135.29 HP	142.79 HP
Determinación de costos:		
- Costo de la tubería	$ 126,118.56	$ 115,757.32
- Costo del equipamiento de los pozos	$ 177,783.16	$ 182,683.32
- Costo total de la alternativa	$ 303,901.72	$ 298,440.64

Alternativa 4: Del punto A al reservorio R con una paralela de 14” a la tubería existente, y del pozo P2 al punto A con 14”.

Alternativa 5: Del punto A al reservorio R con una paralela de 14” a la tubería existente, y del pozo P2 al punto A con 12”.

Los resultados de las alternativas se indican en la tabla siguiente:

	Alternativa 4	Alternativa 5
Tramo del punto A al reservorio R:		
- Diámetro equivalente en tubería de descarga	15.97”	15.97”
- Diámetro en la tubería de descarga	16”	16”
- Velocidad en la tubería de descarga	0.925 m/s	0.925 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en descarga	0.218 m	0.218 m
- Pérdida de carga en la tubería	1.538 m	1.538 m
- Cota piezométrica en el punto A	103.756 m	103.756 m
Tramo del pozo P1 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	1.735 m	1.735 m
- Velocidad en la tubería	0.789 m/s	0.789 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en pozo P1	0.635 m	0.635 m
- Cota piezométrica del pozo P1	106.126 m	106.126 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P1	73.626 m	73.626 m
- Potencia del equipo de bombeo de P1	58.90 HP	58.90 HP
- Potencia del motor de P1	64.79 HP	64.79 HP
Tramo del pozo P2 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	0.972 m	2.059 m
- Velocidad en la tubería	0.806 m/s	1.096 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en pozo P2	0.661 m	1.225 m
- Cota piezométrica del pozo P2	105.389 m	107.040 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P2	75.889 m	77.540 m
- Potencia del equipo de bombeo de P2	121.42 HP	124.06 HP
- Potencia del motor de P2	133.56 HP	136.47 HP
Determinación de costos:		
- Costo de la tubería	$ 119,262.90	$ 107,478.54
- Costo del equipamiento de los pozos	$ 177,103.76	$ 179,015.15
- Costo total de la alternativa	$ 296,366.66	$ 286,493.69

Alternativa 6: Del punto A al reservorio R con una paralela de 14” a la tubería existente, y del pozo P2 al punto A con 10”.

Alternativa 7: Del punto A al reservorio R con una paralela de 12” a la tubería existente, y del pozo P2 al punto A con 14”.

Los resultados de las alternativas se indican en la tabla siguiente:

	Alternativa 6	Alternativa 7
Tramo del punto A al reservorio R:		
- Diámetro equivalente en tubería de descarga	15.97”	14.41”

- Diámetro en la tubería de descarga	16”	14”
- Velocidad en la tubería de descarga	0.925 m/s	1.208 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en descarga	0.218 m	0.372 m
- Pérdida de carga en la tubería	1.538 m	2.531 m
- Cota piezométrica en el punto A	103.756 m	104.903 m
Tramo del pozo P1 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	1.735 m	1.735 m
- Velocidad en la tubería	0.789 m/s	0.789 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en pozo P1	0.635 m	0.635 m
- Cota piezométrica del pozo P1	106.126 m	107.273 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P1	73.626 m	74.273 m
- Potencia del equipo de bombeo de P1	58.90 HP	59.82 HP
- Potencia del motor de P1	64.79 HP	65.80 HP
Tramo del pozo P2 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	5.004 m	0.972 m
- Velocidad en la tubería	1.579 m/s	0.806 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en pozo P2	2.541 m	0.661 m
- Cota piezométrica del pozo P2	111.301 m	106.536 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P2	81.801 m	77.036 m
- Potencia del equipo de bombeo de P2	130.88 HP	123.26 HP
- Potencia del motor de P2	143.97 HP	135.58 HP
Determinación de costos:		
- Costo de la tubería	$ 119,262.90	$ 102,568.40
- Costo del equipamiento de los pozos	$ 177,103.76	$ 179,211.52
- Costo total de la alternativa	$ 296,366.66	$ 281,779.91

Alternativa 8: Del punto A al reservorio R con una paralela de 12” a la tubería existente, y del pozo P2 al punto A con 12”.

Alternativa 9: Del punto A al reservorio R con una paralela de 12” a la tubería existente, y del pozo P2 al punto A con 10”.

Los resultados, con la metodología empleada, de las Alternativa 8 y Alternativa 9 se indican en la tabla siguiente:

	Alternativa 8	Alternativa 9
Tramo del punto A al reservorio R:		
- Diámetro equivalente en tubería de descarga	14.41”	14.41”
- Diámetro en la tubería de descarga	14”	14”
- Velocidad en la tubería de descarga	1.208 m/s	1.208 m/s

- Pérdida de carga por accesorios en descarga	0.372 m	0.372 m
- Pérdida de carga en la tubería	2.531 m	2.531 m
- Cota piezométrica en el punto A	104.903 m	104.903 m
Tramo del pozo P1 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	1.735 m	1.735 m
- Velocidad en la tubería	0.789 m/s	0.789 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en pozo P1	0.635 m	0.635 m
- Cota piezométrica del pozo P1	107.273 m	107.273 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P1	74.773 m	74.273 m
- Potencia del equipo de bombeo de P1	59.82 HP	59.82 HP
- Potencia del motor de P1	65.80 HP	65.80 HP
Tramo del pozo P2 al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	2.059 m	5.004 m
- Velocidad en la tubería	1.096 m/s	1.579 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en pozo P2	1.225 m	2.541 m
- Cota piezométrica del pozo P2	108.187 m	112.448 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo de P2	78.687 m	82.948 m
- Potencia del equipo de bombeo de P2	125.90 HP	132.72 HP
- Potencia del motor de P2	138.49 HP	145.99 HP
Determinación de costos:		
- Costo de la tubería	$ 90,784.05	$ 80,422.81
- Costo del equipamiento de los pozos	$ 181,116.67	$ 185,992.36
- Costo total de la alternativa	$ 271,900.72	$ 266,415.17

La solución es la Alternativa 9, con un costo total inicial de $ 266,415.17.

Pregunta Nº 23: En el sistema mostrado en la siguiente página cada pozo tiene igual rendimiento, y la demanda promedio es 120 lps. Para la fórmula de diámetro económico, determinar el costo total de la alternativa, para un período de bombeo de 20 horas. Costo de tubería = 0.77 $D^{1.77}$, costo de equipamiento = 2,481 $Pot^{0.80}$, costo de energía = 0.07 $/Kw-hr, tasa de interés = 10%, período de evaluación = 10 años.

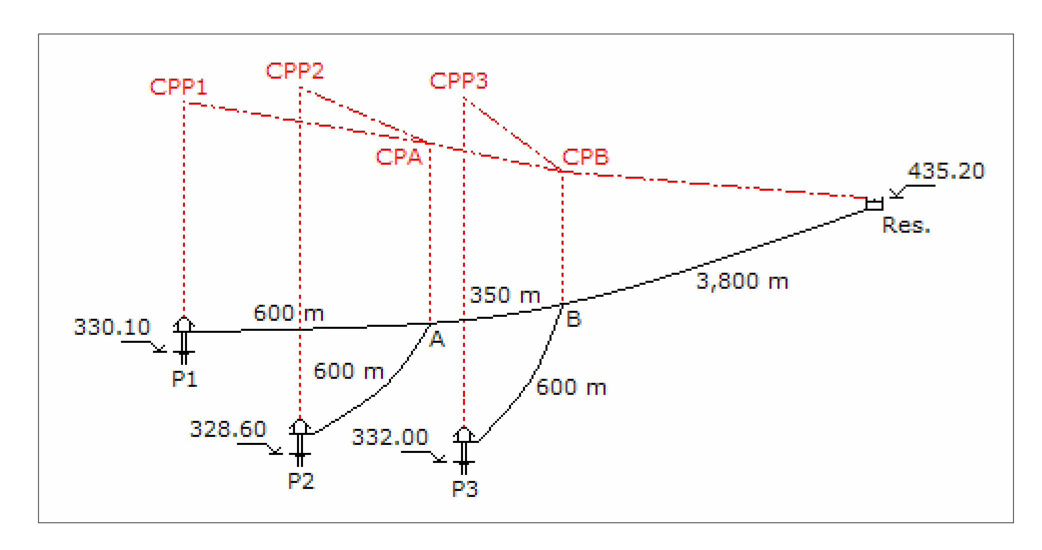
Solución:

Se considera para las tuberías un coeficiente de rugosidad de 140. Caudal de bombeo:

$$Q_b = \frac{1.3 \times 120 \times 24}{20} \qquad \Rightarrow \qquad Q_b = 187.20 \text{ lps}$$

Caudal de cada pozo:

$$Q = \frac{187.20}{3} \qquad => \qquad Q = 62.40 \text{ lps}$$



Tramo del punto B al reservorio:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\left(\frac{20}{24}\right)^{0.25} 0.18720^{0.45} \qquad => \qquad De = 16.99''$$

Se selecciona para el tramo una tubería de 18" de diámetro. La pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio y la pérdida de carga en la tubería, son:

$$V = \frac{4 \times 0.18720}{\pi\,(0.0254 \times 18)^2} \qquad => \qquad V = 1.140 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.140^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 0.331 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{3{,}800 \times 187.20^{1.85}}{18^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 8.726 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto B:

$$CPB = 435.20 + 0.331 + 8.726 \qquad => \qquad CPB = 444.257 \text{ m}$$

Tramo del pozo P3 al punto B:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\left(\frac{20}{24}\right)^{0.25} 0.06240^{0.45} \quad => \quad De = 10.36"$$

La tubería del tramo tendrá un diámetro de 10”. La pérdida de carga en la tubería y la pérdida de carga por accesorios en el árbol de descarga de la estación de bombeo son:

$$hf = 1741\,\frac{600 \text{ x } 62.40^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 3.160 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.06240}{\pi\,(0.0254 \text{ x } 10)^2} \quad => \quad V = 1.231 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \text{ x } 1.231^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 1.546 \text{ m}$$

Cota piezométrica del pozo P3:

CPP3 = 444.257 + 3.160 + 1.546 => CPP3 = 448.963 m

Altura dinámica del equipo de bombeo de P3:

Hdin = 448.963 – 332.00 => Hdin = 116.963 m

Potencia del equipo de bombeo de P3:

$$Pot_b = \frac{62.40 \text{ x } 116.963}{50} \quad => \quad Pot_b = 145.97 \text{ HP}$$

Potencia del motor de P3:

Pot_m = 1.1 x 145.97 => Pot_m = 160.57 HP

Tramo del punto A al punto B:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\left(\frac{20}{24}\right)^{0.25} 0.12480^{0.45} \quad => \quad De = 14.16"$$

Se selecciona una tubería de 14" de diámetro. La pérdida de carga en la tubería:

$$hf = 1741 \frac{350 \text{ x } 124.80^{1.85}}{14^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 1.291 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 444.257 + 1.291 => CPA = 445.548 m

Tramo del pozo P2 al punto A:

Diámetro económico:

$$De = 0.96 \left(\frac{20}{24}\right)^{0.25} 0.06240^{0.45} \quad => \quad De = 10.36"$$

La tubería tendrá un diámetro de 10". Pérdida de carga en la tubería y pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{600 \text{ x } 62.40^{1.85}}{10^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 3.160 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.06240}{\pi \, (0.0254 \text{ x } 10)^2} \quad => \quad V = 1.231 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \text{ x } 1.231^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 1.546 \text{ m}$$

Cota piezométrica del pozo P2:

CPP2 = 445.548 + 3.160 + 1.546 => CPP2 = 450.254 m

Altura dinámica del equipo de bombeo de P2:

Hdin = 450.254 – 328.60 => Hdin = 121.654 m

Potencia del equipo de bombeo de P2:

$$Pot_b = \frac{62.40 \text{ x } 121.654}{50} \quad => \quad Pot_b = 151.82 \text{ HP}$$

Potencia del motor de P2:

$Pot_m = 1.1 \times 151.82$ => $Pot_m = 167.00$ HP

Tramo del pozo P1 al punto A:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\left(\frac{20}{24}\right)^{0.25} 0.06240^{0.45}$$ => De = 10.36”

La tubería tendrá un diámetro de 10”. Pérdida de carga en la tubería y pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741\,\frac{600 \times 62.40^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => hf = 3.160 m

$$V = \frac{4 \times 0.06240}{\pi\,(0.0254 \times 10)^2}$$ => V = 1.231 m/s

$$hfa = \frac{20 \times 1.231^2}{2 \times 9.81}$$ => hfa = 1.546 m

Cota piezométrica del pozo P1:

CPP1 = 445.548 + 3.160 + 1.546 => CPP1 = 450.254 m

Altura dinámica del equipo de bombeo de P1:

Hdin = 450.254 – 330.10 => Hdin = 120.154 m

Potencia del equipo de bombeo de P1:

$$Pot_b = \frac{62.40 \times 120.154}{50}$$ => $Pot_b = 149.95$ HP

Potencia del motor de P1:

$Pot_m = 1.1 \times 149.95$ => $Pot_m = 164.95$ HP

Determinación de costos:

Costo de la tubería:

$$Ct = 3{,}800 \times 0.77 \times 18^{1.77} + 350 \times 0.77 \times 14^{1.77} + 3 \times 600 \times 0.77 \times 10^{1.77}$$

=> Ct = $ 598,049.56

Costo del equipamiento de los pozos:

$$Ceq = 2,481 \times 160.57^{0.78} + 2,481 \times 167.00^{0.78} + 2,481 \times 164.95^{0.80}$$

=> Ceq = $ 440,535.40

Costo de energía en valor presente:

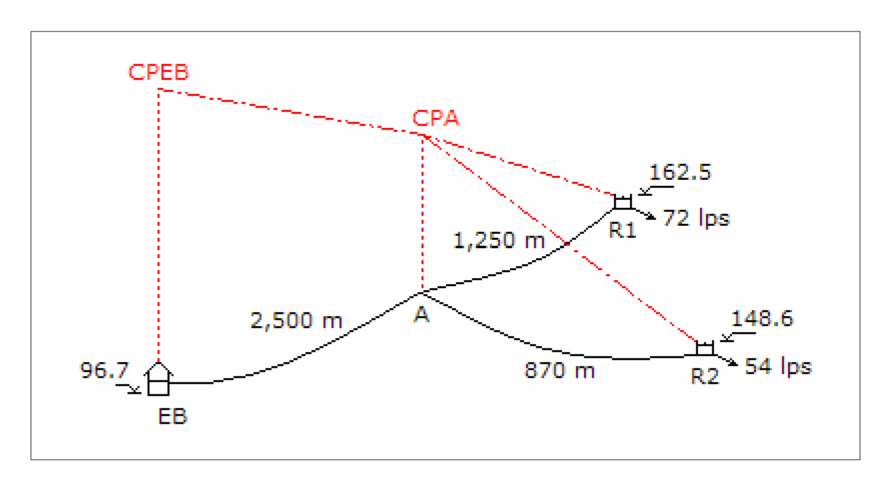
$$Cen = 0.746 \text{ x } (160.57 + 167.00 + 164.95) \text{ x } 365 \text{ x } 20 \text{ x } 0.07 \; \frac{1.10^{10} - 1}{0.10 \text{ x } 1.10^{10}}$$

=> Cen = $ 1'153,652.18

Costo total de la alternativa:

C = 598,049.56 + 440,535.40 + 1'153,652.18 => C = $ 2'192,237.14

Pregunta Nº 24: De la cisterna de la planta de tratamiento debe bombearse a los reservorios R1 y R2 durante 18 horas al día. El caudal que abastece cada reservorio a su zona de influencia se muestra en el esquema en la siguiente página. Determine la solución de menor inversión inicial. Costo de tubería de asbesto cemento = $1.63\ D^{1.47}$, costo de equipamiento = $5,384\ Pot^{0.55}$.



Solución:

Para la tubería se considerará un coeficiente de rugosidad de 140, se empleará un coeficiente de variación horaria de 1.80, y un coeficiente de variación diaria de .130. Caudales de bombeo:

$$Q_1 = \frac{24 \text{ x } 1.3 \text{ x } 72}{18 \text{ x } 1.8} \quad => \quad Q_1 = 69.33 \text{ lps}$$

$$Q_2 = \frac{24 \text{ x } 1.3 \text{ x } 54}{18 \text{ x } 1.8} \quad => \quad Q_2 = 52.00 \text{ lps}$$

$$Qb = 69.33 + 52.00 \quad => \quad Qb = 121.33 \text{ lps}$$

Alternativa 1: Diseño del tramo del punto A al reservorio R2 como línea de impulsión y el tramo del punto A al Reservorio R1 como línea de conducción, y el tramo de la estación de bombeo al punto A como línea de impulsión:

Tramo del punto A al reservorio R2:

Diámetro económico:

$$De = 0.96 \left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.052^{0.45} \quad => \quad De = 9.30''$$

El diámetro puede ser 8” ó 10”.

Tramo de la estación de bombeo al punto A, diámetro económico:

$$De = 0.96 \left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.12133^{0.45} \quad => \quad De = 13.61''$$

El diámetro puede ser 12” ó 14”.

Esta alternativa, combinando los diámetros tiene cuatro sub alternativas.

Alternativa 1.1: Del punto A al reservorio R2 con una tubería de 8” de diámetro, y de la estación de bombeo al punto A con una tubería de 14” de diámetro:

Tramo del punto A al reservorio R2:

Pérdida de carga por accesorios en la descarga en el reservorio, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.052}{\pi\,(0.0254 \text{ x } 8)^2} \quad => \quad V = 1.603 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 1.603^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 0.655 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{870 \times 52^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 9.695 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 148.60 + 0.655 + 9.695 => CPA = 158.950 m

La cota piezométrica del punto A es menor que la cota de descarga del reservorio R1, esta situación no se puede revertir con un diámetro de 10” por lo que deja de ser una alternativa, la alternativa viable es que el diámetro del tramo sea 6”:

Pérdida de carga por accesorios en la descarga, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.052}{\pi\,(0.0254 \times 6)^2} \qquad => \qquad V = 2.851 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 2.851^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 2.071 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{870 \times 52^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 39.354 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 148.60 + 2.071 + 39.354 => CPA = 190.025 m

Tramo del punto A al reservorio R1:

El tramo es una línea de impulsión, pero tiene todas las variables hidráulicas para determinar el diámetro como una línea de conducción. Carga disponible:

H = 190.025 – 162.50 => H = 27.525 m

Diámetro de la línea, considerando la pérdida por accesorios en el reservorio:

$$27.525 = 1741 \frac{1{,}250 \times 69.33^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.06933^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254 \times D)^4}$$

$f(D) = 593{,}082.03\ D^{-4.87} + 4{,}771.34\ D^{-4} - 27.525$

$f'(D) = -2'888{,}309.47\ D^{-5.87} - 19{,}058.37\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
7.759	1.319	-17.956	0.073	7.832
7.832	0.043	-17.001	0.003	7.835
7.835	-0.008	-16.963	0.000	7.835

Se puede instalar tuberías en serie de 8" y 6" de diámetro, para lo cual se tiene que verificar las velocidades:

$$V_{8"} = \frac{4 \text{ x } 0.06933}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 8)^2} \quad => \quad V_{8"} = 2.138 \text{ m/s}$$

$$V_{6"} = \frac{4 \text{ x } 0.06933}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 6)^2} \quad => \quad V_{6"} = 3.801 \text{ m/s}$$

La velocidad en la tubería de 6" de diámetro es mayor a 3.50 m/s, por consiguiente solo se puede instalar tubería de 8". Pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio R1 y en la tubería:

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 2.138^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 1.165 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{1{,}250 \text{ x } 69.33^{1.85}}{8^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 23.717 \text{ m}$$

Cota de descarga en el reservorio R2:

Cd2 = 190.025 – 1.165 – 23.717 => Cd2 = 165.143 m

Esta cota es superior a la cota de descarga, de 162.50 m, en 2.643 m, por lo que no es recomendable subir en dicha diferencia la cota de descarga de R2; por consiguiente, no existe solución para la alternativa 1.

Alternativa 2: Diseño del tramo A al reservorio R1 como línea de impulsión y el tramo del punto A al Reservorio R2 como línea de conducción, y el tramo de la estación de bombeo al punto A como línea de impulsión:

Tramo del punto A al reservorio R1, diámetro económico:

$$De = 0.96 \left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.06933^{0.45} \quad => \quad De = 10.58"$$

El diámetro puede ser 10" ó 12".

Tramo de la estación de bombeo al punto A, de acuerdo al cálculo anterior el diámetro económico puede ser 12” ó 14”.

La alternativa, de acuerdo a las combinaciones de los diámetros tiene cuatro sub alternativas.

Alternativa 2.1: Del punto A al reservorio R1 con una tubería de 10” de diámetro, y de la estación de bombeo al punto A con una tubería de 12” de diámetro:

Tramo del punto A al reservorio R1:

Pérdida de carga por accesorios en la descarga en el reservorio, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.06933}{\pi\,(0.0254 \times 10)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 1.368 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.368^2}{2 \times 9.81} \quad \Rightarrow \quad hfa = 0.477 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{1{,}250 \times 69.33^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 8.000 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 162.50 + 0.477 + 8.000 => CPA = 170.978 m

Tramo del punto A al reservorio R2:

El tramo es una línea de impulsión, pero tiene todas las variables hidráulicas para determinar el diámetro como una línea de conducción. Carga disponible:

H = 170.978 – 148.600 => H = 22.378 m

Diámetro de la línea, considerando la pérdida por accesorios en la descarga en el reservorio:

$$22.378 = 1741\,\frac{870 \times 52^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.052^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254 \times D)^4}$$

$f(D) = 242{,}430.55\ D^{-4.87} + 2{,}683.88\ D^{-4} - 22.378$

$f'(D) = -1'180{,}636.77\ D^{-5.87} - 10{,}735.52\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
6.737	1.310	-16.955	0.077	6.814
6.814	0.047	-15.868	0.003	6.817
6.817	-0.001	-15.827	0.000	6.817

Se puede instalar tuberías en serie de 8" y 6" de diámetro, para lo cual se verifica las velocidades:

$$V_{8"} = \frac{4 \times 0.052}{\pi \times (0.0254 \times 8)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{8"} = 1.603 \text{ m/s}$$

$$V_{6"} = \frac{4 \times 0.052}{\pi \times (0.0254 \times 6)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{6"} = 2.851 \text{ m/s}$$

Las velocidades son adecuadas porque son menores de 3.50 m/s, entonces se puede considerar tuberías en serie. La tubería que descarga en el reservorio tendrá un diámetro de 6", la pérdida de carga por accesorios en el reservorio R2 es:

$$hfa = \frac{5 \times 2.851^2}{2 \times 9.81} \quad \Rightarrow \quad hfa = 2.071 \text{ m}$$

Carga disponible para las tuberías en serie:

$$H = 22.378 - 2.071 \quad \Rightarrow \quad H = 20.307 \text{ m}$$

Longitudes de las tuberías en serie:

$$1741 \frac{52^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{8"} + 1741 \frac{52^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{6"} = 20.307$$

$0.01114 L_{8"} + 0.04523 L_{6"} = 20.307$ y $L_{8"} + L_{6"} = 870$

Resolviendo:

$L_{8"} = 558.71$ m y $L_{6"} = 311.29$ m

Tramo de la estación de bombeo al punto A:

Pérdida de carga en la tubería y pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741\frac{2{,}500 \times 121.33^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 18.542 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.12133}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \quad => \quad V = 1.663 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \times 1.663^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 2.819 \text{ m}$$

Cota piezométrica de la estación de bombeo:

CPEB = 170.978 + 18.542 + 2.819 => CPEB = 192.338 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 192.338 – 96.70 => Hdin = 95.638 m

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot_b = \frac{121.33 \times 95.638}{50} \quad => \quad Pot_b = 232.08 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 232.08$ => $Pot_m = 255.29$ HP

Determinación de costos:

Costo de la tubería:

$Ct = 1{,}250 \times 1.63 \times 10^{1.47} + 558.71 \times 1.63 \times 8^{1.47} + 311.29 \times 1.63 \times 6^{1.47} + \ldots$

$\ldots + 2{,}500 \times 1.63 \times 12^{1.47}$ => Ct = $ 243,784.28

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}384 \times 255.29^{0.55}$ => Ceq = $ 113,494.21

Costo total de la alternativa:

C = 243,784.28 + 113,494.21 => C = $ 357,278.49

Alternativa 2.2: Del punto A al reservorio R1 con una tubería de 10” de diámetro, y de la estación de bombeo al punto A con una tubería de 14” de diámetro:

Alternativa 2.3: Del punto A al reservorio R1 con una tubería de 12” de diámetro, y de la estación de bombeo al punto A con una tubería de 12” de diámetro:

Los resultados de las Alternativa 2.2 y Alternativa 2.3, siguiendo la metodología indicada, se muestran en la tabla siguiente:

	Alternativa 2.2	Alternativa 2.3
Tramo del punto A al reservorio R1:		
- Velocidad en la tubería de descarga	1.368 m/s	0.950 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en descarga	0.477 m	0.230 m
- Pérdida de carga en la tubería	8.000 m	3.292 m
- Cota piezométrica en el punto A	170.978 m	166.022 m
Tramo del punto A al reservorio R2:		
- Carga disponible	22.378 m	17.422 m
- Diámetro del tramo	6.817”	7.180”
- Diámetros de las tuberías en serie	8” y 6”	8” y 6”
- Velocidad en el diámetro mayor	1.603 m/s	1.603 m/s
- Velocidad en el diámetro menor	2.851 m/s	2.851 m/s
- Diámetro de la tubería de descarga	6”	6”
- Pérdida de carga en la descarga	2.071 m	2.071 m
- Carga disponible para las tuberías en serie	20.307 m	15.352 m
- Longitud de la tubería de diámetro mayor	558.71 m	704.06 m
- Longitud de la tubería de diámetro menor	311.29 m	165.94 m
Tramo de la estación de bombeo al punto A:		
- Pérdida de carga en la tubería	8.752 m	18.542 m
- Velocidad en la tubería	1.222 m/s	1.663 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en EB	1.521 m	2.819 m
- Cota piezométrica de la estación de bombeo	181.251 m	187.383 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	84.551 m	90.683 m
- Potencia del equipo de bombeo	205.18 HP	220.06 m
- Potencia del motor	225.70 HP	242.06 m
Determinación de costos:		
- Costo de la tubería	$ 283,771.53	$ 264,003.19
- Costo del equipamiento de EB	$ 106,057.87	$ 110,221.35
- Costo total de la alternativa	$ 389,829.40	$ 374,224.54

Alternativa 2.4: Del punto A al reservorio R1 con una tubería de 12” de diámetro, y de la estación de bombeo al punto A con una tubería de 14” de diámetro. Los resultados, siguiendo la metodología aplicada, son los siguientes:

Tramo del punto A al reservorio R1:

- Velocidad en la tubería de descarga 0.950 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en la descarga 0.230 m
- Pérdida de carga en la tubería 3.292 m
- Cota piezométrica en el punto A 166.022 m

Tramo del punto A al reservorio R2:

- Carga disponible 17.422 m
- Diámetro del tramo 7.180”
- Diámetros de las tuberías en serie 8” y 6”
- Velocidad en el diámetro mayor 1.603 m/s
- Velocidad en el diámetro menor 2.851 m/s
- Diámetro de la tubería de descarga 6”
- Pérdida de carga en la descarga 2.071 m
- Carga disponible para las tuberías en serie 15.352 m
- Longitud de la tubería de diámetro mayor 704.06 m
- Longitud de la tubería de diámetro menor 165.94 m

Tramo de la estación de bombeo al punto A:

- Pérdida de carga en la tubería 8.752 m
- Velocidad en la tubería 1.222 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en la EB 1.521 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo 176.296 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo 79.596 m
- Potencia del equipo de bombeo 193.15 HP
- Potencia del motor 212.47 HP

Determinación de los costos:

- Costo de la tubería $ 303,990.43
- Costo del equipamiento de la estación de bombeo $ 102,592.90
- Costo total de la alternativa $ 406,583.40

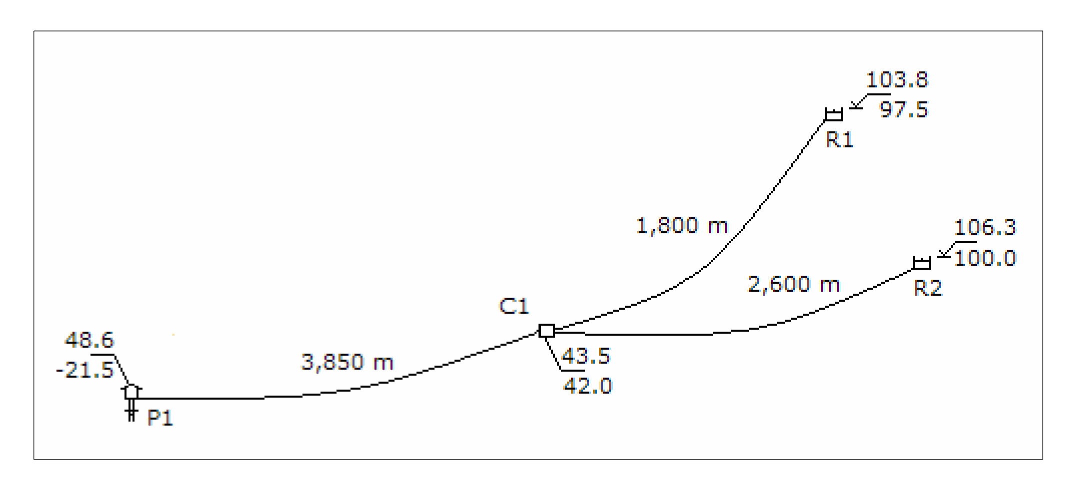
La solución para la inversión inicial es la alternativa 2.1, con un costo total de $ 357,278.49.

Pregunta Nº 25: El abastecimiento de agua del pozo P1 a los reservorios R1 y R2 puede realizarse mediante dos alternativas:

a. Bombeo directo desde P1 a R1 y R2.
b. Bombeo desde P1 hasta la cisterna C1, y rebombeo a R1 y R2 con equipamiento independiente.

Los caudales que deben llegar a los reservorios R1 y R2 son 40 y 50 lps, respectivamente. ¿Cuál de las alternativas es la más conveniente?, si se bombea 18

horas diarias, tasa de descuento = 11%, y los costos son: tubería = 1.4 $D^{1.5}$, equipamiento del pozo = 2,480 $P^{0.8}$, equipamiento de la cisterna = 5,348 $P^{0.55}$, cisterna = $ 42,300.00, energía = 0.06 $/Kw-hr.

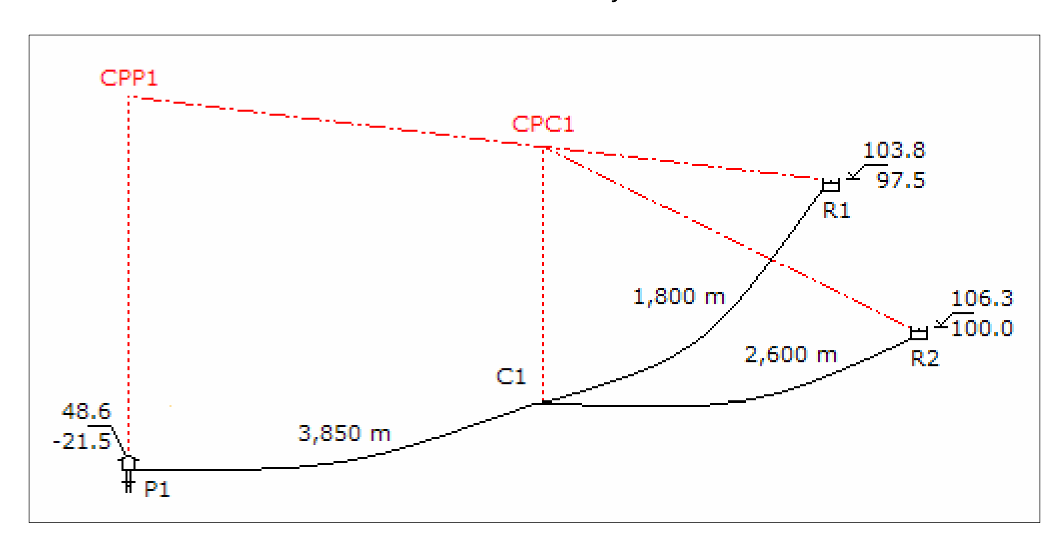


<u>Solución</u>:

Para las tuberías se considera un coeficiente de rugosidad de 140, el caudal de bombeo del pozo es:

Qb = 40.00 + 50.00 => Qb = 90.00 lps

a. Alternativa de bombeo directo desde P1 a R1 y R2:



Alternativa 1: Diseño del tramo C1 al reservorio R1 como línea de impulsión y el tramo del punto C1 al Reservorio R2 como línea de conducción.

Tramo de C1 al reservorio R1, diámetro económico:

$$De = 0.96\,(\frac{18}{24})^{0.25}\ 0.040^{0.45} \qquad => \qquad De = 8.26"$$

El diámetro será de 8".

Tramo del pozo P1 al punto C1, diámetro económico:

$$De = 0.96\,(\frac{18}{24})^{0.25}\ 0.090^{0.45} \qquad => \qquad De = 11.90"$$

El diámetro será de 12".

Tramo de C1 al reservorio R1:

Pérdida de carga por accesorios en la descarga en el reservorio, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.040}{\pi\,(0.0254 \times 8)^2} \qquad => \qquad V = 1.233 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.233^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 0.388 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{1{,}800 \times 40^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 12.345 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto C1:

CPC1 = 103.80 + 0.388 + 12.345 => CPC1 = 116.533 m

Tramo del punto C1 al reservorio R2:

El tramo es una línea de impulsión, pero tiene todas las variables hidráulicas para determinar el diámetro como una línea de conducción. Carga disponible:

H = 116.533 – 106.30 => H = 10.233 m

Diámetro de la línea, considerando la pérdida por accesorios en el reservorio:

$$10.233 = 1741\,\frac{2{,}600 \times 50^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.050^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254 \times D)^4}$$

$f(D) = 673{,}798.07\ D^{-4.87} + 2{,}481.40\ D^{-4} - 10.233$

$f'(D) = -3'281{,}396.59\ D^{-5.87} - 9{,}925.59\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
9.760	0.271	-5.217	0.052	9.812
9.812	0.004	-5.057	0.001	9.813
9.813	-0.001	-5.054	0.000	9.813

El diámetro será de 10", pero se tiene que corregir la cota de descarga del reservorio R2. Pérdida de carga por accesorios en la descarga, y en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.050}{\pi\,(0.0254 \times 10)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 0.987\ m/s$$

$$hfa = \frac{5 \times 0.987^2}{2 \times 9.81} \quad \Rightarrow \quad hfa = 0.248\ m$$

$$hf = 1741\,\frac{2{,}600 \times 50^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 9.089\ m$$

Cota de descarga del reservorio R2:

$$Cd = 116.533 - 9.089 - 0.248 \quad \Rightarrow \quad Cd = 107.195\ m$$

La descarga en R2 se sube de 106.30 m a 107.195 m, aumentado en 0.895 m.

Tramo del pozo P1 al punto C1:

Pérdida de carga en la tubería y pérdida de carga en la estación de bombeo:

$$hf = 1741\,\frac{3{,}850 \times 90^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 16.431\ m$$

$$V = \frac{4 \times 0.090}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 1.233\ m/s$$

$$hfa = \frac{20 \times 1.233^2}{2 \times 9.81} \quad \Rightarrow \quad hfa = 1.551\ m$$

Cota piezométrica del pozo P1:

CPP1 = 116.533 + 16.431 + 1.551 => CPP1 = 134.515 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 134.515 – (– 21.5) => Hdin = 156.015 m

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot_b = \frac{90 \times 156.015}{50} \quad => \quad Pot_b = 280.83 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 280.83$ => $Pot_m = 308.91$ HP

Determinación de costos:

Costo de la tubería:

$$Ct = 1{,}800 \times 1.4 \times 8^{1.5} + 2{,}600 \times 1.4 \times 10^{1.5} + 3{,}850 \times 1.4 \times 12^{1.5}$$

=> Ct = $ 396,186.09

Costo del equipamiento:

$Ceq = 2{,}480 \times 308.91^{0.80}$ => Ceq = $ 243,397.40

Costo de la energía en valor presente, considerando un período de evaluación de 10 años:

$$Cen = 0.746 \times 308.91 \times 365 \times 18 \times 0.065 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}}$$

=> Cen = $ 579,570.86

Costo total de la alternativa:

C = 396,186.09 + 243,397.40 + 579,570.86 => C = $ 1'219,154.35

Alternativa 2: Diseño del tramo C1 al reservorio R2 como línea de impulsión y el tramo del punto C1 al Reservorio R1 como línea de conducción.

Tramo de C1 al reservorio R2, diámetro económico:

$$De = 0.96\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.050^{0.45} \quad => \quad De = 9.14"$$

El diámetro puede ser 8” ó 10”.

Tramo del pozo P1 al punto C1, de acuerdo al cálculo en la alternativa 1 el diámetro económico es 12”.

La alternativa con las combinaciones de los diámetros tiene dos sub alternativas.

Alternativa 2.1: Del punto C1 al reservorio R2 con una tubería de 8” de diámetro, y del pozo P1 al punto C1 con una tubería de 12” de diámetro:

Tramo de C1 al reservorio R2:

Pérdida de carga por accesorios en la descarga, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.050}{\pi (0.0254 \times 8)^2} \quad => \quad V = 1.542 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.542^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 0.606 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{2{,}600 \times 50^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 26.945 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto C1:

CPC1 = 106.30 + 0.606 + 26.945 => CPC1 = 133.851 m

Tramo del punto C1 al reservorio R1:

El tramo es una línea de impulsión, pero tiene todas las variables hidráulicas para determinar el diámetro como una línea de conducción. Carga disponible:

H = 133.851 – 103.80 => H = 30.051 m

Diámetro de la línea, considerando la pérdida por accesorios en el reservorio:

$$30.051 = 1741 \frac{1{,}800 \times 40^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.040^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254 \times D)^4}$$

$f(D) = 308{,}706.23\ D^{-4.87} + 1{,}588.09\ D^{-4} – 30.051$

$f'(D) = -1'503,399.34\ D^{-5.87} - 6,352.38\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
6.664	0.812	-22.449	0.036	6.700
6.700	0.016	-21.753	0.001	6.701
6.701	-0.005	-21.734	0.000	6.701

Se puede instalar tuberías en serie de 8" y 6" de diámetro, verificando velocidades:

$$V_{8"} = \frac{4 \times 0.040}{\pi \times (0.0254 \times 8)^2} \quad => \quad V_{8"} = 1.233 \text{ m/s}$$

$$V_{6"} = \frac{4 \times 0.040}{\pi \times (0.0254 \times 6)^2} \quad => \quad V_{6"} = 2.193 \text{ m/s}$$

Las velocidades son adecuadas porque menores de 3.50 m/s, se puede considerar tuberías en serie. La pérdida de carga por accesorios en el reservorio R1 con diámetro de 6" es:

$$hfa = \frac{5 \times 2.193^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.225 \text{ m}$$

Carga disponible para las tuberías en serie:

$$H = 30.051 - 1.225 \quad => \quad H = 28.826 \text{ m}$$

Longitudes de las tuberías en serie:

$$1741 \frac{40^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{8"} + 1741 \frac{40^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{6"} = 28.826$$

$0.00686\ L_{8"} + 0.02784\ L_{6"} = 28.826$ y $L_{8"} + L_{6"} = 1,800$

Resolviendo:

$L_{8"} = 1,014.54$ m y $L_{6"} = 785.46$ m

Tramo del pozo P1 al punto C1:

Pérdida de carga en la tubería y pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{3{,}850 \times 90^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 16.431 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.090}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \quad => \quad V = 1.233 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \times 1.233^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.551 \text{ m}$$

Cota piezométrica del pozo P1:

CPP1 = 133.851 + 16.431 + 1.551 => CPP1 = 151.833 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 151.833 – (– 21.5) => Hdin = 173.333 m

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot_b = \frac{90 \times 173.333}{50} \quad => \quad Pot_b = 312.00 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 312.00$ => $Pot_m = 343.20$ HP

Determinación de costos:

Costo de la tubería:

$Ct = 1{,}014.54 \times 1.4 \times 8^{1.5} + 785.46 \times 1.4 \times 6^{1.5} + 2{,}600 \times 1.4 \times 8^{1.5} + 3{,}850 \times 1.4 \times 12^{1.5}$

=> Ct = $ 354,722.28

Costo del equipamiento:

$Ceq = 2{,}480 \times 343.20^{0.80}$ => Ceq = $ 264,781.85

Costo de la energía en valor presente, considerando un período de evaluación de 10 años:

$$Cen = 0.746 \times 343.20 \times 365 \times 18 \times 0.065 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}}$$

$$\Rightarrow \quad Cen = \$\ 643,905.12$$

Costo total de la alternativa:

$$C = 354,722.28 + 264,781.85 + 643,905.12 \quad \Rightarrow \quad C = \$\ 1'263,409.24$$

Alternativa 2.2: Del punto C1 al reservorio R2 con una tubería de 10” de diámetro, y del pozo P1 al punto C1 con una tubería de 12” de diámetro:

Tramo de C1 al reservorio R2:

Pérdida de carga por accesorios en la descarga, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.050}{\pi\,(0.0254 \times 10)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 0.987 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 0.987^2}{2 \times 9.81} \quad \Rightarrow \quad hfa = 0.248 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{2{,}600 \times 50^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 9.089 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto C1:

$$CPC1 = 106.30 + 0.248 + 9.089 \quad \Rightarrow \quad CPC1 = 115.637 \text{ m}$$

Tramo del punto C1 al reservorio R1:

El tramo es una línea de impulsión, pero tiene todas las variables hidráulicas para determinar el diámetro como una línea de conducción. Carga disponible:

$$H = 115.637 - 103.80 \quad \Rightarrow \quad H = 11.837 \text{ m}$$

Diámetro de la línea, considerando la pérdida por accesorios en el reservorio:

$$11.837 = 1741 \frac{1{,}800 \times 40^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.040^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254 \times D)^4}$$

$$f(D) = 308,706.23\ D^{-4.87} + 1,588.09\ D^{-4} - 11.837$$

$$f'(D) = -\ 1'503,399.34\ D^{-5.87} - 6,352.38\ D^{-5}$$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
8.069	0.377	-7.331	0.051	8.120
8.120	0.010	-7.066	0.001	8.121
8.121	0.003	-7.061	0.000	8.121

El diámetro será de 8", pero se tiene que corregir la cota de descarga del reservorio R1. Pérdida de carga por accesorios en la descarga, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.040}{\pi\,(0.0254 \times 8)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 0.789 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 0.789^2}{2 \times 9.81} \quad \Rightarrow \quad hfa = 0.159 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{1{,}800 \times 40^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 12.345 \text{ m}$$

Cota de descarga del reservorio R1:

Cd = 115.637 – 0.159 – 12.345 => Cd = 103.133 m

La descarga del reservorio R1 se tiene que bajar de 103.80 m a 103.133 m, disminuyendo en 0.667 m.

Tramo del pozo P1 al punto C1:

Pérdida de carga en la tubería y por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{3{,}850 \times 90^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 16.431 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.090}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 1.233 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \times 1.233^2}{2 \times 9.81} \quad \Rightarrow \quad hfa = 1.551 \text{ m}$$

Cota piezométrica del pozo P1:

CPP1 = 115.637 + 16.431 + 1.551 => CPP1 = 133.619 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 133.619 – (– 21.5) => Hdin = 155.119 m

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot_b = \frac{90 \times 155.119}{50} \quad => \quad Pot_b = 279.21 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 279.21$ => $Pot_m = 307.14$ HP

Determinación de costos:

Costo de la tubería:

$$Ct = 1{,}800 \times 1.4 \times 8^{1.5} + 2{,}600 \times 1.4 \times 10^{1.5} + 3{,}850 \times 1.4 \times 12^{1.5}$$

=> Ct = $ 396,186.09

Costo del equipamiento:

$Ceq = 2{,}480 \times 307.14^{0.80}$ => Ceq = $ 242,279.15

Costo de la energía en valor presente, considerando un período de evaluación de 10 años:

$$Cen = 0.746 \times 307.14 \times 365 \times 18 \times 0.065 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}}$$

=> Cen = $ 576,244.34

Costo total de la alternativa:

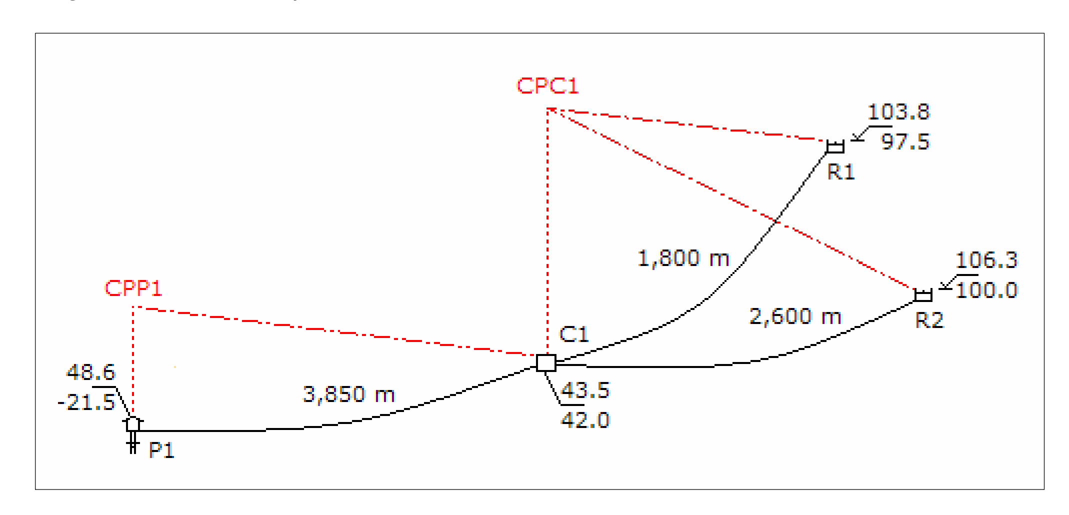
C = 396,186.09 + 242,279.15 + 576,244.34 => C = $ 1’214,709.58

Para la alternativa de bombeo directo desde P1 a R1 y R2, la mejor alternativa es la 2.2 con un costo total de $ 1’214,709.58.

b. Alternativa de bombeo de P1 hasta la cisterna C1, y rebombeo a R1 y R2.con equipamiento independiente:

En esta alternativa hay tres sistemas de bombeo independiente, se analizará cada uno por separado para determinar la solución económica de cada sistema y luego se

integra como una sola para determinar el costo total.



Tramo de la cisterna C1 hasta el reservorio R1:

$$De = 0.96\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.040^{0.45} \qquad => \qquad De = 8.26"$$

El diámetro será de 8". Pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la estación de bombeo, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.040}{\pi\,(0.0254 \times 8)^2} \qquad => \qquad V = 1.233 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.233^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 1.939 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{1{,}800 \times 40^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 12.345 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la cisterna C1:

CPC1 = 103.80 + 1.939 + 12.345 => CPC1 = 118.084 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 118.084 – 42.00 => Hdin = 76.084 m

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot_b = \frac{40 \times 76.084}{50} \quad => \quad Pot_b = 60.87 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 60.87$ => $Pot_m = 66.95$ HP

Determinación de costos:

Costo de la tubería:

$Ct = 1{,}800 \times 1.4 \times 8^{1.5}$ => Ct = \$ 57,021.09

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \times 66.95^{0.55}$ => Ceq = \$ 53,996.73

Costo de la energía en valor presente, considerando un período de evaluación de 10 años:

$$Cen = 0.746 \times 66.95 \times 365 \times 18 \times 0.065 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}}$$

=> Cen = \$ 125,617.71

Costo total de la alternativa:

C = 57,021.09 + 53,996.73 + 125,617.71 => C = \$ 236,635.53

Tramo de la cisterna C1 hasta el reservorio R2:

$$De = 0.96 \left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.050^{0.45} \quad => \quad De = 9.14''$$

El diámetro puede ser 8” ó 10”. Se debe efectuar el análisis para las dos alternativas.

Alternativa 1: para un diámetro de 8”:

Pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la estación de bombeo, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.050}{\pi (0.0254 \times 8)^2} \quad => \quad V = 1.542 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.542^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 3.029 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{2{,}600 \times 50^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 26.945 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la cisterna C1:

CPC1 = 106.30 + 3.029 + 26.945 => CPC1 = 136.274 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 136.274 – 42.00 => Hdin = 94.274 m

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot_b = \frac{50 \times 94.274}{50} \quad => \quad Pot_b = 94.27 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 94.27$ => $Pot_m = 103.70$ HP

Determinación de costos:

Costo de la tubería:

$Ct = 1{,}800 \times 1.4 \times 8^{1.5}$ => Ct = $ 82,363.80

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \times 103.70^{0.55}$ => Ceq = $ 68,686.85

Costo de la energía en valor presente, para período de evaluación de 10 años:

$$Cen = 0.746 \times 103.70 \times 365 \times 18 \times 0.065 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}}$$

=> Cen = $ 194,563.79

Costo total de la alternativa:

C = 82,363.80 + 68,686.85 + 194,563.79 => C = $ 345,614.44

Alternativa 2: para un diámetro de 10”:

Aplicando la metodología anterior, los resultados obtenidos son:

- Velocidad en la tubería de descarga	0.987 m/s
- Pérdida de carga por accesorios	1.241 m
- Pérdida de carga en la tubería	9.089 m
- Cota piezométrica en la cisterna C1	116.630 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	74.630 m
- Potencia del equipo de bombeo	74.63 HP
- Potencia del motor	82.09 HP
- Costo de la tubería	$ 115,106.91
- Costo del equipamiento	$ 60,403.17
- Costo de la energía en valor presente	$ 154,021.82
- Costo total de la alternativa	$ 329,531.90

De las dos alternativas, la mejor es la alternativa 2 con un costo de $ 329,531.90.

Tramo del pozo P1 hasta la cisterna C1:

$$De = 0.96\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.090^{0.45} \quad => \quad De = 11.90”$$

El diámetro será de 12”. Pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la estación de bombeo, y pérdida de carga en la tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.090}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \quad => \quad V = 1.233 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.233^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.939 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{3{,}850 \times 50^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 16.431 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el pozo P1:

CPP1 = 43.50 + 1.939 + 16.431 => CPP1 = 61.869 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 61.869 – (– 25.00) => Hdin = 83.369 m

Potencia del equipo de bombeo:

$$Pot_b = \frac{90 \times 83.369}{50} \qquad \Rightarrow \qquad Pot_b = 150.06 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$$Pot_m = 1.1 \times 150.06 \qquad \Rightarrow \qquad Pot_m = 165.07 \text{ HP}$$

Determinación de costos:

Costo de la tubería:

$$Ct = 3{,}850 \times 1.4 \times 12^{1.5} \qquad \Rightarrow \qquad Ct = \$\ 224{,}058.09$$

Costo del equipamiento:

$$Ceq = 2{,}480 \times 165.07^{0.55} \qquad \Rightarrow \qquad Ceq = \$\ 147{,}431.11$$

Costo de la energía en valor presente, considerando un período de evaluación de 10 años:

$$Cen = 0.746 \times 165.07 \times 365 \times 18 \times 0.065 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}}$$

$$\Rightarrow \qquad Cen = \$\ 309{,}704.86$$

Costo total de la alternativa:

$$C = 224{,}058.09 + 147{,}431.11 + 309{,}704.86 \qquad \Rightarrow \qquad C = \$\ 681{,}194.06$$

El costo total de la alternativa de bombeo y rebombeo, incluyendo el costo de la cisterna es:

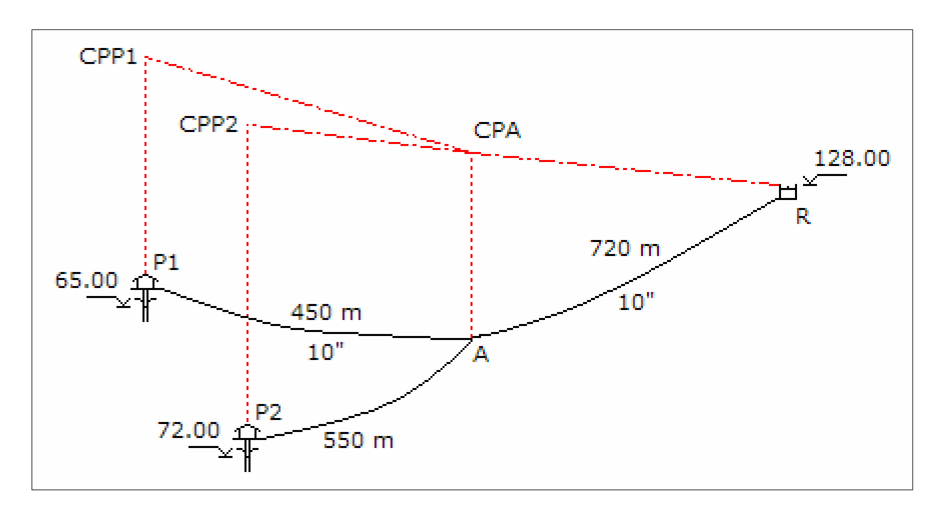
$$C = 236{,}635.53 + 329{,}531.90 + 681{,}194.06 + 42{,}300.00$$

$$\Rightarrow \qquad C = \$\ 1'289{,}661.49$$

De las dos alternativas, de bombeo directo y rebombeo, la mejor es la alternativa de bombeo directo con un costo total de $ 1’214,709.58.

Problema 26: En el esquema mostrado, la línea de impulsión del Pozo P1 al reservorio es existente, con tubería de 10” de diámetro. El rendimiento de los pozos 1 y 2 son 70 y 85 lps, respectivamente. Si los pozos deben bombear durante 16 horas al día, en forma simultanea. Determinar la alternativa de mínimo costo. Considerar los siguientes costos: de tubería = 1.4 $D^{1.5}$, de energía = 0.07 4/Kw-hr, de equipamiento = 2,480

Pot$^{0.80}$, de oportunidad de capital = 11%.



<u>Solución</u>:

Para la tubería existente y la tubería proyectada el coeficiente de rugosidad será 140, y un período de evaluación de 10 años.

Diámetro económico para el tramo del punto A al reservorio R:

$$De = 0.96\left(\frac{16}{24}\right)^{0.25} 0.155^{0.45} \quad \Rightarrow \quad De = 14.76"$$

Como existe una tubería de 10" de diámetro, la tubería paralela es:

$$14.76^{2.63} = 10^{2.63} + D^{2.63} \quad \Rightarrow \quad D = 12.46"$$

El tramo tendrá dos tuberías paralelas de 10" y 12", el diámetro equivalente será:

$$D^{2.63} = 10^{2.63} + 12^{2.63} \quad \Rightarrow \quad D = 14.41"$$

El diámetro de la tubería de descarga en el reservorio se cambiará a 14".

Diámetro económico para el tramo del pozo P1 al punto A:

$$De = 0.96\left(\frac{16}{24}\right)^{0.25} 0.070^{0.45} \quad \Rightarrow \quad De = 10.32"$$

El diámetro será 10", que corresponde al diámetro existente.

Diámetro económico para el tramo del pozo P2 al punto A:

$$De = 0.96\left(\frac{16}{24}\right)^{0.25} 0.085^{0.45} \quad => \quad De = 11.26"$$

El diámetro puede ser 12" ó 10".

El tramo del pozo P1 al punto A puede tener dos diámetros, entonces hay que analizar dos alternativas.

Alternativa 1: Del punto A al reservorio R con una paralela de 12" a la tubería existente, del pozo P1 al punto A con el diámetro existente, y del pozo P2 al punto A con 12":

Tramo del punto A al reservorio R:

El diámetro equivalente de la tubería existente y la paralela es 14.41". La pérdida de carga en la descarga con tubería de 14" de diámetro y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.155}{\pi\,(0.0254 \times 14)^2} \quad => \quad V = 1.561 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.561^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 0.621 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{720 \times 155^{1.85}}{14.41^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 3.442 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

$$CPA = 128.00 + 0.621 + 3.442 \quad => \quad CPA = 132.063 \text{ m}$$

Tramo del pozo P1 al punto A:

Pérdida de carga en la tubería y pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{450 \times 70^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 2.932 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.070}{\pi\,(0.0254 \times 10)^2} \quad => \quad V = 1.381 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \times 1.381^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.945 \text{ m}$$

Cota piezométrica del pozo P1:

CPP1 = 132.063 + 2.932 + 1.945 => CPP1 = 136.940 m

Altura dinámica del equipo de bombeo de P1:

$Hdin_1 = 136.940 - 65.00$ => $Hdin_1 = 71.940$ m

Potencia del equipo de bombeo de P1:

$$Pot_{b1} = \frac{70 \times 71.940}{50} \quad \Rightarrow \quad Pot_{b1} = 100.72 \text{ HP}$$

Potencia del motor de P1:

$Pot_{m1} = 1.1 \times 100.72$ => $Pot_{m1} = 110.79$ HP

Tramo del pozo P2 al punto A:

Pérdida de carga en la tubería y pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{550 \times 85^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 2.112 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.085}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 1.165 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \times 1.165^2}{2 \times 9.81} \quad \Rightarrow \quad hfa = 1.383 \text{ m}$$

Cota piezométrica del pozo P2:

CPP2 = 132.063 + 2.112 + 1.383 => CPP2 = 135.558 m

Altura dinámica del equipo de bombeo de P2:

$Hdin_2 = 135.558 - 72.00$ => $Hdin_2 = 63.558$ m

Potencia del equipo de bombeo de P2:

$$Pot_{b2} = \frac{85 \times 63.558}{50} \quad \Rightarrow \quad Pot_{b2} = 108.05 \text{ HP}$$

Potencia del motor de P2:

$Pot_{m2} = 1.1 \times 108.05$ => $Pot_{m2} = 118.85$ HP

Determinación de costos:

Costo de la tubería:

$Ct = 720 \times 1.4 \times 12^{1.5} + 550 \times 1.4 \times 12^{1.5}$ => Ct = $ 73,910.07

Costo del equipamiento de los pozos:

$Ceq = 2{,}480 \times 110.79^{0.80} + 2{,}480 \times 118.85^{0.80}$ => Ceq = $ 220,522.20

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times (110.79 + 118.85) \times 365 \times 16 \times 0.07 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}}$$

=> Cen = $ 412,434.76

Costo total de la alternativa:

C = 73,910.07 + 220,522.20 + 412,434.76 => C = $ 706,867.03

Alternativa 2: Del punto A al reservorio R con una paralela de 12” a la tubería existente, del pozo P1 al punto A con el diámetro existente, y del pozo P2 al punto A con 10”:

Siguiendo el procedimiento anterior, los resultados son:

Tramo del punto A al reservorio R:

- Velocidad en la tubería de descarga	1.561 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en la descarga	0.621 m
- Pérdida de carga en la tubería	3.442 m
- Cota piezométrica en el punto A	132.063 m

Tramo del pozo P1 al punto A:

- Pérdida de carga en la tubería	2.932 m
- Velocidad en la tubería en el pozo P1	1.381 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en el pozo P1	1.945 m
- Cota piezométrica en el pozo P1	136.940 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo del pozo P1	71.940 m
- Potencia del equipo de bombeo del pozo P1	100.72 HP
- Potencia del motor del pozo P1	110.79 HP

Tramo del pozo P2 al punto A:

- Pérdida de carga en la tubería	5.132 m
- Velocidad en la tubería en el pozo P1	1.677 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en el pozo P1	2.868 m
- Cota piezométrica en el pozo P1	140.063 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo del pozo P1	68.063 m
- Potencia del equipo de bombeo del pozo P1	115.71 HP
- Potencia del motor del pozo P1	127.28 H

Determinación de costos:

- Costo de la tubería	$ 66,251.31
- Costo del equipamiento de los pozos	$ 226,905.88
- Costo de la energía en valor presente	$ 427,564.95
- Costo total	$ 720,722.13

La mejor alternativa de mínimo costo es la alternativa 1, con un costo total de $ 706,867.03.

Pregunta Nº 27: Con los datos de la pregunta anterior, considerando las tuberías de la alternativa seleccionada, si el rendimiento del Pozo 2 disminuye en 25 lps. ¿Cuál es el nuevo costo de la alternativa de mínimo costo para que el sistema produzca la misma oferta del problema anterior?

Solución:

El nuevo caudal de bombeo del Pozo 2, considerando la disminución del rendimiento, será:

$$Q = 85 - 25 \quad \Rightarrow \quad Q = 60.00 \text{ lps}$$

Para que el nuevo sistema de bombeo, con la disminución del rendimiento del Pozo 2, produzca la misma oferta, y considerando que el bombeo de los pozos es simultáneo, se debe incrementar las horas de bombeo:

$$(70 + 85) \times 16 = (70 + 60) \times HB \quad \Rightarrow \quad HB = 19.08 \text{ hr}$$

Para el nuevo caudal y horas de bombeo, y manteniendo los diámetros determinados, se determina el costo mínimo de la alternativa:

Tramo del punto A al reservorio R:

$$V = \frac{4 \times 0.130}{\pi \, (0.0254 \times 14)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 1.309 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.309^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 0.437 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{720 \times 130^{1.85}}{14.41^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 2.486 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 128.00 + 0.437 + 2.486 => CPA = 130.922 m

Tramo del pozo P1 al punto A:

Pérdida de carga en la tubería y pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{450 \times 70^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 2.932 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.070}{\pi \, (0.0254 \times 10)^2} \quad => \quad V = 1.381 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \times 1.381^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.945 \text{ m}$$

Cota piezométrica del pozo P1:

CPP1 = 130.922 + 2.932 + 1.945 => CPP1 = 135.799 m

Altura dinámica del equipo de bombeo de P1:

$Hdin_1$ = 135.799 – 65.00 => $Hdin_1$ = 70.799 m

Potencia del equipo de bombeo de P1:

$$Pot_{b1} = \frac{70 \times 70.799}{50} \quad => \quad Pot_{b1} = 99.12 \text{ HP}$$

Potencia del motor de P1:

Pot_{m1} = 1.1 x 99.12 => Pot_{m1} = 109.03 HP

Tramo del pozo P2 al punto A:

Pérdida de carga en la tubería y pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{550 \times 60^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 1.109 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.060}{\pi\,(0.0254 \times 12)^2} \quad => \quad V = 0.822 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \times 0.822^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 0.689 \text{ m}$$

Cota piezométrica del pozo P2:

CPP2 = 130.932 + 1.109 + 0.689 => CPP2 = 132.720 m

Altura dinámica del equipo de bombeo de P2:

$Hdin_2 = 132.720 – 72.00$ => $Hdin_2 = 60.720$ m

Potencia del equipo de bombeo de P2:

$$Pot_{b2} = \frac{60 \times 60.720}{50} \quad => \quad Pot_{b2} = 103.22 \text{ HP}$$

Potencia del motor de P2:

$Pot_{m2} = 1.1 \times 103.22$ => $Pot_{m2} = 113.55$ HP

Determinación de costos:

Costo de la tubería:

$Ct = 720 \times 1.4 \times 12^{1.5} + 550 \times 1.4 \times 12^{1.5}$ => Ct = $ 73,910.07

Costo del equipamiento de los pozos:

$Ceq = 2,480 \times 109.03^{0.80} + 2,480 \times 113.55^{0.80}$ => Ceq = $ 215,094.67

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times (109.03 + 113.55) \times 365 \times 19.08 \times 0.07 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}}$$

=> Cen = $ 476,628.00

Costo total de la alternativa:

C = 73,910.07 + 215,094.67 + 476,628.00 => C = $ 765,632.74

Pregunta Nº 28: De una estación de bombeo se va a impulsar 85 y 125 lps, en la primera y segunda etapa, respectivamente. La línea de impulsión existente es una tubería de asbesto cemento de 8” de diámetro, con una longitud de 3,250 m, y una altura estática entre la cisterna y el reservorio es 56.50 m. En cada etapa se va a instalar el equipo necesario, para la línea de impulsión existe dos alternativas: instalar por etapas o hasta el final del período de diseño, ¿Cuál es la alternativa más conveniente para la línea de impulsión? Considerar 10 años para cada etapa, costo de tubería = 1.4 $D^{1.5}$, costo de equipamiento = 5,348 $Pot^{0.55}$, interés = 10%, costo de energía = 0.07 $/Kw-hr.

Solución:

El coeficiente de rugosidad para la tubería de asbesto cementos es 140, y se considera 24 horas de bombeo.

Primera alternativa: diseño de la línea de impulsión por etapas:

Diámetro económico para la primera etapa:

$De = 0.96 \times 0.085^{0.45}$ => De = 12.46”

Como existe un diámetro de 8”, la tubería paralela es:

$12.46^{2.63} = 8^{2.63} + D^{2.63}$ => D = 10.81”

El diámetro en la primera etapa puede ser 10” ó 12”.

Alternativa 1.1: Análisis para el diámetro de 10”:

El diámetro equivalente de las tuberías paralelas es:

$D^{2.63} = 8^{2.63} + 10^{2.63}$ => D = 11.83”

El diámetro de la tubería de descarga en el reservorio y del árbol de la bomba es 12”. Pérdida de carga en las tuberías paralelas, y la pérdida de carga en accesorios en la descarga y en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{3,250 \times 85^{1.85}}{11.83^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => hf = 13.372 m

$$V = \frac{4 \times 0.085}{\pi\,(12 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.165 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20+5) \times 1.165^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.729 \text{ m}$$

La altura dinámica:

Hdin = 56.50 + 13.372 + 1.729 => Hdin = 71.601 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{85 \times 71.601}{50} \quad => \quad Pot_b = 121.72 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 121.72$ => $Pot_m = 133.89$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 3{,}250 \times 1.4 \times 10^{1.5}$ => Ct = $ 143,883.63

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \times 133.89^{0.55}$ => Ceq = $ 79,051.42

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 133.89 \times 365 \times 24 \times 0.07\,\frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 376{,}350.74$$

Costo total de la alternativa:

C = 143,883.63 + 79,051.42 + 376,350.74 => C = $ 599,285.80

El valor obtenido para el diámetro económico de la segunda etapa es el equivalente de las tuberías instaladas en la primera etapa, del diámetro existente de 8” y de la tubería paralela de 10” de diámetro, y de la paralela que se instalará en la segunda etapa:

$De = 0.96 \times 0.125^{0.45}$ => De = 14.83”

Como existen diámetros de 8” y 10”, la tubería paralela es:

$14.83^{2.63} = 8^{2.63} + 10^{2.63} + D^{2.63}$ => $D = 10.92"$

El diámetro puede ser 10" ó 12".

Alternativa 1.1.1: Análisis para el diámetro de 10":

El diámetro equivalente de las tuberías paralelas es:

$D^{2.63} = 8^{2.63} + 10^{2.63} + 10^{2.63}$ => $D = 14.29"$

El diámetro de la tubería de descarga en el reservorio y del árbol de descarga de la bomba será 14". La pérdida de carga en las tres tuberías paralelas, y la pérdida de carga por accesorios en la descarga en el reservorio y en la estación de bombeo son:

$$hf = 1741 \frac{3{,}250 \text{ x } 125^{1.85}}{14.29^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => $hf = 10.887$ m

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.125}{\pi\,(14 \text{ x } 0.0254)^2}$$ => $V = 1.259$ m/s

$$hfa = \frac{(20 + 5) \text{ x } 1.259^2}{2 \text{ x } 9.81}$$ => $hfa = 2.019$ m

La altura dinámica:

$Hdin = 56.50 + 10.887 + 2.019$ => $Hdin = 69.406$ m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{125 \text{ x } 69.406}{50}$$ => $Pot_b = 173.51$ HP

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \text{ x } 173.51$ => $Pot_m = 190.87$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 3{,}250 \text{ x } 1.4 \text{ x } 10^{1.5}$ => $Ct = \$\ 143{,}883.63$

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \text{ x } 190.87^{0.55}$ => $Ceq = \$\ 96{,}071.01$

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 190.87 \times 365 \times 24 \times 0.07 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 536{,}489.62$$

Costo total de la alternativa:

C = 143,883.63 + 96,071.01 + 536,489.62 => C = $ 776,444.26

El valor presente de la alternativa es:

$$VP = \frac{776{,}444.26}{1.10^{10}} \quad => \quad VP = \$\ 299{,}352.88$$

El costo total de la alternativa incluyendo el costo de la primera etapa:

C = 599,285.80 + 299,352.88 => C = $ 898,638.67

Alternativa 1.1.2: Análisis para el diámetro de 12”:

El resumen de los resultados es:

- Diámetro de la tubería existente	8”
- Diámetro de la tubería paralela, primera etapa	10”
- Diámetro de la tubería paralela, segunda etapa	12”
- Diámetro equivalente de las tuberías	15.51”
- Diámetro de la tubería de descarga	16”
- Pérdida de carga en la tubería	7.302 m
- Velocidad en la tubería	0.964 m/s
- Pérdida de carga total por accesorios	1.183 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	64.986 m
- Potencia de la bomba	162.46 HP
- Potencia del motor	178.71 HP
- Costo de la tubería	$ 189,139.95
- Costo del equipamiento	$ 92,656.15
- Costo de la energía en valor presente	$ 502,322.80
- Costo total de la alternativa	$ 784,118.90
- Valor presente de la alternativa	$ 302,311.78
- Costo total de alternativa con el costo de primera etapa	$ 901,597.58

De la alternativa 1.1, la solución es la alternativa 1.1.1 con un costo $ 898,638.67.

Alternativa 1.2: Análisis para el diámetro de 12”:

El diámetro equivalente de las tuberías paralelas es:

$D^{2.63} = 8^{2.63} + 12^{2.63}$ => $D = 13.43"$

El diámetro de la tubería de descarga y de la bomba es 14”. Pérdida de carga en las tuberías paralelas, por accesorios en la descarga y en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{3{,}250 \times 85^{1.85}}{13.43^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => hf = 7.215 m

$$V = \frac{4 \times 0.085}{\pi\,(14 \times 0.0254)^2}$$ => V = 0.856 m/s

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 0.856^2}{2 \times 9.81}$$ => hfa = 0.933 m

La altura dinámica:

Hdin = 56.50 + 7.215 + 0.933 => Hdin = 64.649 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{85 \times 64.649}{50}$$ => Pot_b = 109.90 HP

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 109.90$ => Pot_m = 120.89 HP

Costo de tubería:

$Ct = 3{,}250 \times 1.4 \times 12^{1.5}$ => Ct = $ 189,139.95

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \times 120.89^{0.55}$ => Ceq = $ 74,732.86

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 120.89 \times 365 \times 24 \times 0.07 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}}$$ => Cen = $ 339,807.22

Costo total de la alternativa:

C = 189,139.95 + 74,732.86 + 339,807.22 => C = $ 603,680.02

El valor obtenido para el diámetro económico de la segunda etapa es el equivalente de las tuberías instaladas en la primera etapa y de la paralela a instalarse en la segunda etapa:

$De = 0.96 \times 0.125^{0.45}$ => $De = 14.83"$

Como existen diámetros de 8" y 12", la tubería paralela es:

$14.83^{2.63} = 8^{2.63} + 12^{2.63} + D^{2.63}$ => $D = 8.47"$

El diámetro será de 8". El diámetro equivalente de las tuberías paralelas es:

$D^{2.63} = 8^{2.63} + 12^{2.63} + 8^{2.63}$ => $D = 14.64"$

El diámetro de la tubería de descarga en el reservorio y del árbol de descarga de la bomba será 14". La pérdida de carga en las tres tuberías paralelas, y la pérdida de carga por accesorios en la descarga en el reservorio y en la estación de bombeo son:

$$hf = 1741 \frac{3{,}250 \times 125^{1.85}}{14.64^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => $hf = 9.655$ m

$$V = \frac{4 \times 0.125}{\pi (14 \times 0.0254)^2}$$ => $V = 1.259$ m/s

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.259^2}{2 \times 9.81}$$ => $hfa = 2.019$ m

La altura dinámica:

$Hdin = 56.50 + 9.655 + 2.019$ => $Hdin = 68.173$ m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{125 \times 68.173}{50}$$ => $Pot_b = 170.43$ HP

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 170.43$ => $Pot_m = 187.48$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 3{,}250 \times 1.4 \times 8^{1.5}$ => $Ct = \$ 102{,}954.75$

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \times 187.48^{0.55}$ => $Ceq = \$ 95{,}128.91$

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 187.48 \times 365 \times 24 \times 0.07 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}} \quad => \quad Cen = \$ 526{,}962.52$$

Costo total de la alternativa:

$C = 102{,}954.75 + 95{,}128.91 + 526{,}962.52$ => $C = \$ 725{,}046.18$

El valor presente de la alternativa es:

$$VP = \frac{725{,}046.18}{1.10^{10}} \quad => \quad VP = \$ 297{,}536.69$$

El costo total de la alternativa incluyendo el costo de la primera etapa:

$C = 603{,}680.02 + 297{,}536.69$ => $C = \$ 883{,}216.71$

De las alternativas 1.1 y 1.2 analizadas, la más conveniente es la alternativa 1.2, instalando una tubería de 12" de diámetro en la primera etapa y complementar con una tubería de 8" en la segunda etapa, con un costo total de $ 883,216.71.

Segunda alternativa: diseño de la línea de impulsión hasta el final del período de diseño:

Diámetro económico para la segunda etapa:

$De = 0.96 \times 0.125^{0.45}$ => $De = 14.83"$

Como existe un diámetro de 8", la tubería paralela es:

$14.83^{2.63} = 8^{2.63} + D^{2.63}$ => $D = 13.64"$

El diámetro de la tubería paralela será de 14". El diámetro equivalente de las tuberías paralelas es:

$D^{2.63} = 8^{2.63} + 14^{2.63}$ => $D = 15.14"$

El diámetro de tubería de descarga en el reservorio y del árbol de la bomba es 16".

Evaluación para la primera etapa, con un caudal de 85 lps.

Pérdida de carga en las tuberías paralelas, y la pérdida de carga en accesorios en la descarga y en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{3{,}250 \times 85^{1.85}}{15.14^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 4.018 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.085}{\pi\,(16 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 0.655 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 0.655^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 0.547 \text{ m}$$

La altura dinámica:

$$Hdin = 56.50 + 4.018 + 0.547 \quad => \quad Hdin = 61.065 \text{ m}$$

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{85 \times 61.065}{50} \quad => \quad Pot_b = 103.81 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$$Pot_m = 1.1 \times 103.81 \quad => \quad Pot_m = 114.19 \text{ HP}$$

Costo de tubería:

$$Ct = 3{,}250 \times 1.4 \times 14^{1.5} \quad => \quad Ct = \$\ 238{,}343.58$$

Costo del equipamiento:

$$Ceq = 5{,}348 \times 114.19^{0.55} \quad => \quad Ceq = \$\ 72{,}425.08$$

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 114.19 \times 365 \times 24 \times 0.07 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 320{,}969.83$$

Costo total de la alternativa:

$$C = 238{,}343.58 + 72{,}425.08 + 320{,}969.83 \quad => \quad C = \$\ 631{,}738.48$$

Evaluación para la segunda etapa, con un caudal de 125 lps.

Pérdida de carga en las tuberías paralelas, y la pérdida de carga en accesorios en la descarga y en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{3{,}250 \times 125^{1.85}}{15.14^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 8.200 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.185}{\pi \,(16 \times 0.0254)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 0.964 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 0.964^2}{2 \times 9.81} \quad \Rightarrow \quad hfa = 1.183 \text{ m}$$

La altura dinámica:

$$Hdin = 56.50 + 8.200 + 1.183 \quad \Rightarrow \quad Hdin = 65.883 \text{ m}$$

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{125 \times 65.883}{50} \quad \Rightarrow \quad Pot_b = 164.71 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$$Pot_m = 1.1 \times 164.71 \quad \Rightarrow \quad Pot_m = 181.18 \text{ HP}$$

Costo del equipamiento:

$$Ceq = 5{,}348 \times 181.18^{0.55} \quad \Rightarrow \quad Ceq = \$\ 93{,}357.94$$

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 181.18 \times 365 \times 24 \times 0.07 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}} \quad \Rightarrow \quad Cen = \$\ 509{,}261.82$$

Costo total:

$$C = 93{,}357.94 + 509{,}261.82 \quad \Rightarrow \quad C = \$\ 602{,}619.77$$

El valor presente del costo total es:

$$VP = \frac{602{,}619.77}{1.10^{10}} \quad \Rightarrow \quad VP = \$\ 232{,}336.01$$

El costo total de la alternativa incluyendo el costo de la primera etapa:

C = 631,738.48 + 232,336.01 => C = $ 864,074.49

De las dos alternativas analizadas, la alternativa de mínimo costo es diseñar la línea de impulsión hasta el final del período de diseño, con un costo total de $ 864,074.49.

Pregunta 29: Diseñar el sistema de estación de bombeo y línea de impulsión, para un bombeo de 110 lps y 150 lps para la primera y segunda etapa, respectivamente; cada etapa tiene un período de 10 años. El trazo de la línea de impulsión ha determinado una longitud de 4,060 metros y una altura estática entre la cisterna y el reservorio de 70.60 metros. Para cada etapa se instalará el equipo necesario, con respecto a la línea de impulsión se tiene dos alternativas: diseñar la tubería para la primera etapa y para la segunda etapa poner una tubería en paralelo, y diseñar la tubería con capacidad hasta la segunda etapa. Seleccionar la mejor alternativa, considerar tiempo de bombeo (hr/d) = 18, costo de la tubería ($/m) = 1.35 $D^{1.45}$, costo de equipamiento ($) = 5,348 $Pot^{0.55}$, costo de capital (interés) = 10%, coeficiente de rugosidad de la tubería de asbesto cemento = 140, costo de energía = 0.065 $/Kw-hr.

Solución:

Primera alternativa: diseño de la línea de impulsión por etapas:

Diámetro económico para la primera etapa:

$$De = 0.96\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.110^{0.45} \quad => \quad De = 13.03''$$

El diámetro en la primera etapa puede ser 12" ó 14".

Alternativa 1.1: Análisis para el diámetro de 12":

La pérdida de carga en la tubería, y la pérdida de carga en accesorios en la descarga y en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{4,060 \times 110^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 25.116 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.110}{\pi\,(12 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.508 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.508^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 2.896 \text{ m}$$

La altura dinámica:

$Hdin = 70.60 + 25.116 + 2.896$ => $Hdin = 98.612$ m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{110 \times 98.612}{50} \quad => \quad Pot_b = 216.95 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 216.95$ => $Pot_m = 238.64$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 4{,}060 \times 1.35 \times 12^{1.45}$ => Ct = $ 201,220.68

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \times 238.64^{0.55}$ => Ceq = $ 108,630.36

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 238.64 \times 365 \times 18 \times 0.065 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 467{,}147.42$$

Costo total de la alternativa:

C = 201,220.68 + 108,630.36 + 467,147.42 => C = $ 776,998.45

El diámetro económico de la segunda etapa es el equivalente de la tubería instalada en la primera etapa y de la paralela que se instalará en la segunda etapa:

$$De = 0.96 \left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.150^{0.45} \quad => \quad De = 14.98''$$

Como existe una tubería de 12" de diámetro, la tubería paralela es:

$14.98^{2.63} = 12^{2.63} + D^{2.63}$ => D = 10.98"

El diámetro puede ser 10" ó 12".

Alternativa 1.1.1: Análisis para el diámetro de 10":

El diámetro equivalente de las tuberías paralelas es:

$D^{2.63} = 10^{2.63} + 10^{2.63}$ => $D = 14.41"$

El diámetro de la tubería de descarga en el reservorio y del árbol de descarga de la bomba será 14”. La pérdida de carga en las tuberías paralelas, y la pérdida de carga por accesorios en la descarga en el reservorio y en la estación de bombeo son:

$$hf = 1741 \frac{4{,}060 \times 150^{1.85}}{14.41^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 18.266 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.150}{\pi\,(14 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.510 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.510^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 2.907 \text{ m}$$

La altura dinámica:

$Hdin = 70.60 + 18.266 + 2.907$ => $Hdin = 91.772$ m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{150 \times 91.772}{50} \quad => \quad Pot_b = 275.32 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 275.32$ => $Pot_m = 302.85$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 4{,}060 \times 1.35 \times 10^{1.45}$ => Ct = $ 154,475.57

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \times 302.85^{0.55}$ => Ceq = $ 123,841.30

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 302.85 \times 365 \times 18 \times 0.065 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 592{,}835.92$$

Costo total de la alternativa:

C = 154,475.57 + 123,841.30 + 592,835.92 => C = $ 871,152.79

El valor presente de la alternativa es:

$$VP = \frac{871{,}152.79}{1.10^{10}} \qquad => \qquad VP = \$\ 335{,}867.11$$

El costo total de la alternativa incluyendo el costo de la primera etapa:

C = 776,998.45 + 335,867.11 => C = $ 1’112,865.57

Alternativa 1.1.2: Análisis para el diámetro de 12”:

Siguiendo el mismo procedimiento el resumen de los resultados es:

- Diámetro de la tubería en primera etapa	12”
- Diámetro de la tubería paralela, segunda etapa	12”
- Diámetro equivalente de las tuberías	15.62”
- Diámetro de la tubería de descarga	16”
- Pérdida de carga en la tubería	12.352 m
- Velocidad en la tubería	1.156 m/s
- Pérdida de carga total por accesorios	1.704 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	84.655 m
- Potencia de la bomba	253.97 HP
- Potencia del motor	279.36 HP
- Costo de la tubería	$ 201,220.68
- Costo del equipamiento	$ 118,463.42
- Costo de la energía en valor presente	$ 546,861.95
- Costo total de la alternativa	$ 866,546.05
- Valor presente de la alternativa	$ 334,091.01
- Costo total de alternativa con el costo de primera etapa	$ 1’111,089.47

De la alternativa 1.1, la de menor costo es la alternativa 1.1.2 con un monto total de $ 1’111,089.47.

Alternativa 1.2: Análisis para el diámetro de 14”:

La pérdida de carga en la tubería, y la pérdida de carga en accesorios en la descarga y en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{4{,}060 \text{ x } 110^{1.85}}{14^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 11.856 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.110}{\pi\ (14 \text{ x } 0.0254)^2} \qquad => \qquad V = 1.108 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20+5) \times 1.108^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 1.563 \text{ m}$$

La altura dinámica:

$$Hdin = 70.60 + 11.856 + 1.563 \quad => \quad Hdin = 84.019 \text{ m}$$

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{110 \times 84.019}{50} \quad => \quad Pot_b = 184.84 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$$Pot_m = 1.1 \times 184.84 \quad => \quad Pot_m = 203.33 \text{ HP}$$

Costo de tubería:

$$Ct = 4{,}060 \times 1.35 \times 14^{1.45} \quad => \quad Ct = \$\ 251{,}620.17$$

Costo del equipamiento:

$$Ceq = 5{,}348 \times 203.33^{0.55} \quad => \quad Ceq = \$\ 99{,}471.02$$

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 203.33 \times 365 \times 18 \times 0.065 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 398{,}015.54$$

Costo total de la alternativa:

$$C = 251{,}620.17 + 99{,}471.02 + 398{,}015.54 \quad => \quad C = \$\ 749{,}106.73$$

El diámetro económico de la segunda etapa es el equivalente de la tubería instalada en la primera etapa y de la paralela que se instalará en la segunda etapa:

$$De = 0.96 \left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.150^{0.45} \quad => \quad De = 14.98''$$

Como existe una tubería de 14” de diámetro, la tubería paralela es:

$$14.98^{2.63} = 14^{2.63} + D^{2.63} \quad => \quad D = 7.51''$$

El diámetro de la tubería paralela es 8”, y el diámetro equivalente de las tuberías:

$D^{2.63} = 14^{2.63} + 8^{2.63}$ => $D = 15.14"$

El diámetro de la tubería de descarga en el reservorio y del árbol de descarga de la bomba será 16". La pérdida de carga en las tuberías paralelas, y la pérdida de carga por accesorios en la descarga en el reservorio y en la estación de bombeo son:

$$hf = 1741 \frac{4{,}060 \times 150^{1.85}}{15.14^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => $hf = 14.353$ m

$$V = \frac{4 \times 0.150}{\pi\,(16 \times 0.0254)^2}$$ => $V = 1.156$ m/s

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.156^2}{2 \times 9.81}$$ => $hfa = 1.704$ m

La altura dinámica:

$Hdin = 70.60 + 14.353 + 1.704$ => $Hdin = 86.657$ m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{150 \times 86.657}{50}$$ => $Pot_b = 259.97$ HP

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 259.97$ => $Pot_m = 285.97$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 4{,}060 \times 1.35 \times 8^{1.45}$ => $Ct = \$\ 111{,}773.87$

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \times 285.97^{0.55}$ => $Ceq = \$\ 119{,}995.93$

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 285.97 \times 365 \times 18 \times 0.065 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}}$$ => $Cen = \$\ 559{,}792.74$

Costo total de la alternativa:

$C = 111{,}773.87 + 119{,}995.93 + 559{,}792.74 \quad => \quad C = \$\ 791{,}562.54$

El valor presente de la alternativa es:

$$VP = \frac{791{,}562.54}{1.10^{10}} \quad => \quad VP = \$\ 305{,}181.63$$

El costo total de la alternativa incluyendo el costo de la primera etapa:

$C = 749{,}106.73 + 305{,}181.63 \quad => \quad C = \$\ 1'054{,}288.36$

De las alternativas 1.1.2 y 1.2 analizadas, la más conveniente es la alternativa 1.2, instalando una tubería de 14” de diámetro en la primera etapa y complementar con una tubería de 8” en la segunda etapa, con un costo total de $ 1’054,288.36.

Segunda alternativa: diseño de la línea de impulsión hasta la segunda etapa:

Diámetro económico para la segunda etapa:

$$De = 0.96\ (\frac{18}{24})^{0.25}\ 0.150^{0.45} \quad => \quad De = 14.98"$$

El diámetro puede ser 14” ó 16”.

Alternativa 2.1: Análisis para el diámetro de 14”:

Evaluación para la primera etapa, con un caudal de 110 lps.

Pérdida de carga en la tubería, y la pérdida de carga en accesorios en la descarga y en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{4{,}060 \ x\ 110^{1.85}}{14^{4.87}\ x\ 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 11.856\ m$$

$$V = \frac{4\ x\ 0.110}{\pi\ (14\ x\ 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.108\ m/s$$

$$hfa = \frac{(20 + 5)\ x\ 1.108^2}{2\ x\ 9.81} \quad => \quad hfa = 1.563\ m$$

La altura dinámica:

$Hdin = 70.60 + 11.856 + 1.563 \quad => \quad Hdin = 84.019\ m$

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{110 \times 84.019}{50} \quad => \quad Pot_b = 184.84 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 184.84$ => $Pot_m = 203.33$ HP

Costo de tubería:

$Ct = 4{,}060 \times 1.35 \times 14^{1.45}$ => Ct = $ 251,620.17

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \times 203.33^{0.55}$ => Ceq = $ 99,471.02

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 203.33 \times 365 \times 18 \times 0.065 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 398{,}015.54$$

Costo total de la alternativa:

C = 251,620.17 + 99,471.02 + 398,015.54 => C = $ 749,106.73

Evaluación para la segunda etapa, con un caudal de 150 lps.

Pérdida de carga en la tubería, y la pérdida de carga en accesorios en la descarga y en la estación de bombeo:

$$hf = 1741 \frac{4{,}060 \times 150^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 21.043 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.150}{\pi\,(14 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.510 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{(20 + 5) \times 1.510^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 2.907 \text{ m}$$

La altura dinámica:

Hdin = 70.60 + 21.043 + 2.907 => Hdin = 94.550 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{150 \times 94.550}{50} \quad => \quad Pot_b = 283.65 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 283.65$ => $Pot_m = 312.01$ HP

Costo del equipamiento:

$Ceq = 5{,}348 \times 312.01^{0.55}$ => Ceq = \$ 125,889.00

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 312.01 \times 365 \times 18 \times 0.065 \frac{1.1^{10} - 1}{0.1 \times 1.1^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 610{,}778.97$$

Costo total:

C = 125,889.00 + 610,778.97 => C = \$ 736,667.97

El valor presente del costo total es:

$$VP = \frac{736{,}667.97}{1.10^{10}} \quad => \quad VP = \$\ 284{,}017.39$$

El costo total de la alternativa incluyendo el costo de la primera etapa:

C = 749,106.73 + 284,017.39 => C = \$ 1'033,124.12

Alternativa 2.2: Análisis para el diámetro de 16":

Evaluación para la primera etapa, con un caudal de 110 lps. Siguiendo el procedimiento anterior, los resultados obtenidos son:

- Diámetro de la tubería en primera etapa	16"
- Pérdida de carga en la tubería	6.187 m
- Velocidad en la tubería	0.848 m/s
- Pérdida de carga total por accesorios	0.916 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	77.704 m
- Potencia de la bomba	170.95 HP
- Potencia del motor	188.04 HP
- Costo de la tubería	\$ 305,375.21
- Costo del equipamiento	\$ 95,286.72

- Costo de la energía en valor presente $ 368,099.47
- Costo total de la alternativa $ 768,761.40

Evaluación para la segunda etapa, con un caudal de 150 lps. Siguiendo el procedimiento anterior, los resultados obtenidos son:

- Diámetro de la tubería en primera etapa 16”
- Pérdida de carga en la tubería 10.982 m
- Velocidad en la tubería 1.156 m/s
- Pérdida de carga total por accesorios 1.704 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo 83.286 m
- Potencia de la bomba 249.86 HP
- Potencia del motor 274.84 HP
- Costo del equipamiento $ 117,405.65
- Costo de la energía en valor presente $ 538,016.27
- Costo total de la alternativa $ 655,421.93
- Valor presente de la alternativa $ 252,693.53
- Costo total de alternativa con el costo de primera etapa $ 1’021,454.93

De las dos alternativas analizadas, la alternativa de mínimo costo es la alternativa 2.2, con un costo total de $ 1’021,545.93.

Para la línea de impulsión la alternativa de mínimo costo es la segunda, diseñando la línea hasta la segunda etapa con un costo total de $ 1’021,454.93.

Pregunta Nº 30: De una estación de bombeo, con una cota mínima de agua 37.75 m, se debe bombear a los reservorios proyectados R1 y R2 simultáneamente durante 18 horas diarias. Los caudales de bombeo a R1 y R2 son de 75 y 110 lps, respectivamente. La línea de impulsión parte de la estación de bombeo con una longitud de 3,750 m hasta un punto de bifurcación, de aquí llega hasta el reservorio R1 con una longitud de 2,350 m y hasta el reservorio R2 con una longitud de 1,750 m. Las cotas de llegada a R1 y R2 son 75.50 y 68.00 m, respectivamente. Considerar lo siguiente: costo de tubería = 1.45 $D^{1.45}$, costo de energía = 0.075 $/kw-hr, costo de equipamiento = 12,099 $Pot^{0.486}$, tasa de interés = 11%, período de evaluación = 10 años, coeficiente de rugosidad de la tubería = 140. Determinar la solución con el criterio de mínimo costo total.

Solución:

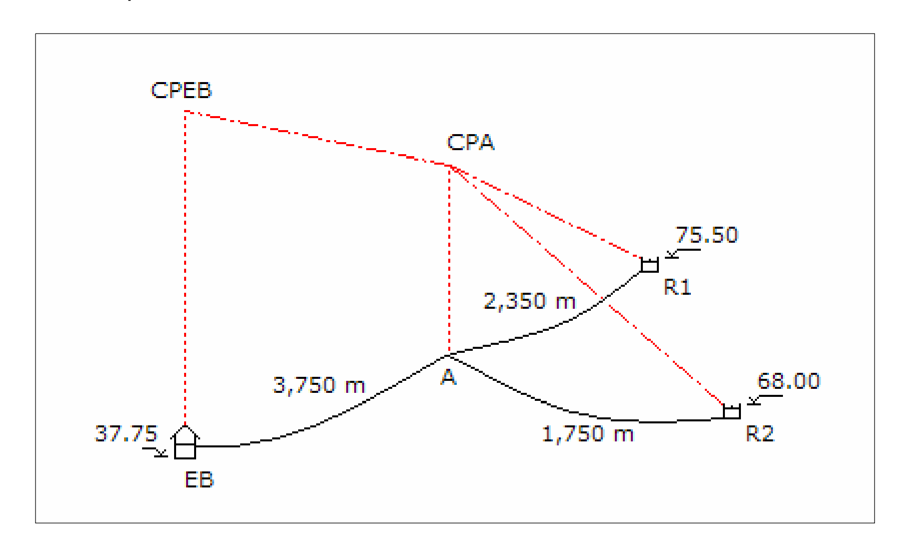
El gráfico del sistema bombeo se muestra en la siguiente página. El análisis se tiene que desarrollar a partir de los dos reservorios, empezando el análisis por el reservorio ubicado en la cota más baja, el R2.

Tramo del punto A al reservorio R2:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.110^{0.45} \quad => \quad De = 13.03"$$

El diámetro puede ser 14" ó 12".



Alternativa 1: Diámetro de 14":

La pérdida de carga por accesorios en la descarga y la pérdida de carga en la tubería son:

$$V = \frac{4 \times 0.110}{\pi\,(14 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.108 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.108^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 0.313 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{1{,}750 \times 110^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 5.110 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

$$CPA = 68.00 + 0.313 + 5.110 \quad => \quad CPA = 73.423 \text{ m}$$

La cota piezométrica del punto A debe ser mayor a la cota de descarga del reservorio R1 de 75.50 m, por consiguiente el diámetro de 14" no es solución.

Alternativa 2: Diámetro de 12":

La pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.110}{\pi\,(12 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.508 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.508^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 0.579 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{1{,}750 \times 110^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 10.826 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 68.00 + 0.579 + 10.826 => CPA = 79.405 m

Análisis del tramo del punto A al punto reservorio R1:

El tramo se diseñara como una línea de conducción. La altura disponible es:

H = 79.405 – 75.50 => H = 3.905 m

Diámetro considerando las pérdidas por accesorios al ingreso del reservorio:

$$3.905 = 1741\,\frac{2{,}350 \times 75^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.075^2}{9.81 \times \pi^2 \times (0.0254\,D)^4}$$

$f(D) = 1'289{,}416.15\ D^{-4.87} + 5{,}583.14\ D^{-4} - 3.905$

$f'(D) = -\ 6'279{,}456.64\ D^{-5.87} - 22{,}332.58\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f’(D)	-f(D)/f’(D)	D’
13.590	0.164	-1.448	0.113	13.703
13.703	0.004	-1.379	0.003	13.706
13.706	0.000	-1.377	0.000	13.706

Se instalará en todo el tramo y en la descarga tubería de 14” de diámetro. La pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.075}{\pi\,(14 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 0.755 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 0.755^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 0.145 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{2{,}350 \text{ x } 75^{1.85}}{14^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 3.379 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 75.50 + 0.145 + 3.379 => CPA = 79.024 m

La cota piezométricas del punto A originada por el reservorio R1 es menor que la originada por el reservorio R2. Para lograr el equilibrio la cota de descarga del reservorio R1 se debe modificar. Cota de descarga del reservorio R1:

Cd1 = 79.405 – 3.379 – 0.145 => Cd1 = 75.881 m

Análisis del tramo de la estación de bombeo EB al punto A:

Diámetro económico:

$$De = 0.96 \left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.185^{0.45} \quad => \quad De = 16.46''$$

El diámetro económico puede ser 16” ó 18”.

Alternativa 2.1: Diámetro de 16”:

La pérdida de carga en la tubería y la pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo son:

$$hf = 1741 \frac{3{,}750 \text{ x } 185^{1.85}}{16^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 14.952 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.185}{\pi \, (16 \text{ x } 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.426 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \text{ x } 1.426^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 2.073 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la estación de bombeo:

CPEB = 79.405 + 14.952 + 2.073 => CPEB = 96.430 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 96.430 – 37.75 => Hdin = 58.680 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{185 \times 58.680}{50} \quad => \quad Pot_b = 217.12 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 217.12$ => $Pot_m = 238.83$ HP

Determinación de los costos:

Costo de la tubería:

$Ct = 1{,}750 \times 1.45 \times 12^{1.45} + 2{,}350 \times 1.45 \times 14^{1.45} + 3{,}750 \times 1.45 \times 16^{1.45}$

=> Ct = $ 552,539.85

Costo del equipamiento de la estación de bombeo:

$Ceq = 12{,}099 \times 238.83^{0.486}$ => Ceq = $ 173,180.85

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 238.83 \times 365 \times 18 \times 0.075 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}} \quad => \quad Cen = \$\ 517{,}024.79$$

Costo total:

C = 552,539.85 + 173,180.85 + 517,024.79 => C = $ 1’242,745.49

Alternativa 2.2: Diámetro de 18”:

Siguiendo el procedimiento anterior, los resultados obtenidos son:

- Pérdida de carga en la tubería 8.425 m
- Velocidad en la tubería 1.127 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en estación de bombeo 1.294 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo 89.125 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo 51.375 m
- Potencia de la bomba 190.09 HP
- Potencia del motor 209.10 HP

- Costo de la tubería $ 608,960.39
- Costo del equipamiento $ 162,344.18
- Costo de la energía en valor presente $ 452,655.98
- Costo total $ 1’223,960.55

De las alternativas analizadas, la alternativa 2.2 es la de mínimo costo con un monto de $ 1’223,960.55.

Continuando el análisis por el reservorio ubicado en la cota más alta, del tramo del punto A al reservorio R1:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\,(\frac{18}{24})^{0.25}\ 0.075^{0.45} \qquad => \qquad De = 10.96”$$

El diámetro puede ser 10” ó 12”.

Alternativa 3: Diámetro de 10”:

La pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio y pérdida de carga en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.075}{\pi\,(10 \times 0.0254)^2} \qquad => \qquad V = 1.480 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.480^2}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 0.558 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{2{,}350 \times 75^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 17.394 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 75.50 + 0.558 + 17.394 => CPA = 93.452 m

Análisis del tramo del punto A al punto reservorio R2:

El tramo es una línea de impulsión pero tiene la información para diseñarlo como una línea de conducción. La altura disponible es:

H = 93.452 – 68.00 => H = 25.452 m

Diámetro, considerando las pérdidas por accesorios al ingreso del reservorio:

$$25.452 = 1741\,\frac{1{,}750 \times 110^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} + \frac{8 \times 5 \times 0.110^{2}}{9.81 \times \pi^{2} \times (0.0254\,D)^{4}}$$

$f(D) = 1'950{,}187.74\ D^{-4.87} + 12{,}009.97\ D^{-4} - 25.452$

$f'(D) = -\,9'497{,}414.28\ D^{-5.87} - 48{,}039.86\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
10.068	1.170	-12.776	0.092	10.160
10.160	0.025	-12.116	0.002	10.162
10.162	0.001	-12.102	0.000	10.162

Se instalará en todo el tramo y en la descarga tubería de 10" de diámetro. La pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.110}{\pi\,(10 \times 0.0254)^{2}} \qquad => \qquad V = 2.171 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{5 \times 2.171^{2}}{2 \times 9.81} \qquad => \qquad hfa = 1.201 \text{ m}$$

$$hf = 1741\,\frac{1{,}750 \times 110^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 26.307 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 68.00 + 1.201 + 26.307 => CPA = 95.508 m

La cota piezométricas del punto A originada por el reservorio R2 es mayor que la originada por el reservorio R1. Para lograr el equilibrio la cota de descarga del reservorio R2 se debe modificar. Cota de descarga del reservorio R2:

Cd2 = 93.452 – 1.201 – 26.307 => Cd1 = 65.944 m

Análisis del tramo de la estación de bombeo EB al punto A:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\,\left(\frac{18}{24}\right)^{0.25} 0.185^{0.45} \qquad => \qquad De = 16.46"$$

El diámetro económico puede ser 16” ó 18”.

Alternativa 3.1: Diámetro de 16”:

La pérdida de carga en la tubería y la pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo es:

$$hf = 1741 \frac{3{,}750 \times 185^{1.85}}{16^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 14.952 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.185}{\pi\, (16 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.426 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \times 1.426^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 2.073 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la estación de bombeo:

CPEB = 93.452 + 14.952 + 2.073 => CPEB = 110.477 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

Hdin = 110.477 – 37.75 => Hdin = 72.727 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{185 \times 72.727}{50} \quad => \quad Pot_b = 269.09 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 269.09$ => $Pot_m = 296.00$ HP

Determinación de los costos:

Costo de la tubería:

$Ct = 2{,}350 \times 1.45 \times 10^{1.45} + 1{,}750 \times 1.45 \times 10^{1.45} + 3{,}750 \times 1.45 \times 16^{1.45}$

=> Ct = $ 470,504.46

Costo del equipamiento de la estación de bombeo:

$Ceq = 12{,}099 \times 296.00^{0.486}$ => Ceq = $ 192,219.51

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 296.00 \times 365 \times 18 \times 0.075 \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}} \Rightarrow Cen = \$\ 640{,}790.85$$

Costo total:

C = 470,504.46 + 192,219.51 + 640,790.85 => C = $ 1’303,514.82

Alternativa 3.2: Diámetro de 18”:

Siguiendo el procedimiento anterior, los resultados obtenidos son:

- Pérdida de carga en la tubería	8.425 m
- Velocidad en la tubería	1.127 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en estación de bombeo	1.294 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo	103.172 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo	65.422 m
- Potencia de la bomba	242.06 HP
- Potencia del motor	266.27 HP
- Costo de la tubería	$ 526,925.00
- Costo del equipamiento	$ 182,580.03
- Costo de la energía en valor presente	$ 576,422.04
- Costo total	$ 1’285,927.07

De las alternativas analizadas, la alternativa 3.2 es la de mínimo costo con un monto de $ 1’285,927.07.

Alternativa 4: Diámetro de 12”:

La pérdida de carga por accesorios en la descarga del reservorio y la pérdida de carga en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.075}{\pi\ (12 \times 0.0254)^2} \Rightarrow V = 1.028\ m/s$$

$$hfa = \frac{5 \times 1.028^2}{2 \times 9.81} \Rightarrow hfa = 0.269\ m$$

$$hf = 1741 \frac{2{,}350 \times 75^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \Rightarrow hf = 7.158\ m$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 75.50 + 0.269 + 7.158 => CPA = 82.927 m

Análisis del tramo del punto A al punto reservorio R2:

El tramo es una línea de impulsión pero tiene los datos para diseñarla como una línea de conducción. La altura disponible es:

H = 82.927 – 68.00 => H = 14.927 m

Diámetro considerando las pérdidas por accesorios al ingreso del reservorio:

$$14.927 = 1741 \frac{1{,}750 \text{ x } 110^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } 0.110^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (0.0254\ D)^4}$$

$f(D) = 1'950{,}187.74\ D^{-4.87} + 12{,}009.97\ D^{-4} - 14.927$

$f'(D) = -\ 9'497{,}414.28\ D^{-5.87} - 48{,}039.86\ D^{-5}$

Resolviendo en la siguiente tabla:

D	f(D)	f'(D)	-f(D)/f'(D)	D'
11.234	0.754	-6.739	0.112	11.346
11.346	0.021	-6.360	0.003	11.349
11.349	0.002	-6.351	0.000	11.349

Se instalará en el tramo tuberías en serie de 12" y 10" de diámetro, verificando velocidades:

$$V_{12"} = \frac{4 \text{ x } 0.110}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 12)^2} \quad => \quad V_{12"} = 1.508 \text{ m/s}$$

$$V_{10"} = \frac{4 \text{ x } 0.110}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 10)^2} \quad => \quad V_{10"} = 2.171 \text{ m/s}$$

Las velocidades son menores de 3.50 m/s, se puede instalar tuberías en serie. La pérdida de carga por accesorios en la descarga es:

$$hfa = \frac{5 \text{ x } 2.171^2}{2 \text{ x } 9.81} \quad => \quad hfa = 1.201 \text{ m}$$

La carga disponible para las tuberías en serie de 12" y 10" es:

H = 14.927 – 1.201 => H = 13.726 m

La longitud de cada tubería es:

$$1741 \frac{110^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{12"} + 1741 \frac{110^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} L_{10"} = 13.726$$

$0.00619\ L_{12"} + 0.01503\ L_{10"} = 13.726$ y $L_{14"} + L_{12"} = 1{,}750$

Resolviendo:

$L_{12"} = 1{,}422.17$ m y $L_{10"} = 327.83$ m

La longitud de la tubería de 10" de diámetro es el 18.73% de la longitud total de la línea, mayor a 15%, por consiguiente es recomendable instalar tuberías en serie conformada por 1,422.17 m de 12" de diámetro y 327.83 m de 10" de diámetro.

Análisis del tramo de la estación de bombeo EB al punto A:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\ (\frac{18}{24})^{0.25}\ 0.185^{0.45} \quad => \quad De = 16.46"$$

El diámetro económico puede ser 16" ó 18".

Alternativa 4.1: Diámetro de 16":

La pérdida de carga en la tubería y pérdida de carga por accesorios en la estación de bombeo son:

$$hf = 1741 \frac{3{,}750 \times 185^{1.85}}{16^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 14.952 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.185}{\pi\ (16 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.426 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{20 \times 1.426^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 2.073 \text{ m}$$

Cota piezométrica en la estación de bombeo:

CPEB = 82.927 + 14.952 + 2.073 => CPEB = 99.952 m

Altura dinámica del equipo de bombeo:

$Hdin = 99.952 – 37.75$ => $Hdin = 62.202\ m$

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{185 \times 62.202}{50}$$ => $Pot_b = 230.15\ HP$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 230.15$ => $Pot_m = 253.16\ HP$

Determinación de los costos:

Costo de la tubería:

$Ct = 2{,}350 \times 1.45 \times 12^{1.45} + 1{,}422.17 \times 1.45 \times 12^{1.45} + 327.83 \times 1.45 \times 10^{1.45} + \ldots$

$\ldots + 3{,}750 \times 1.45 \times 16^{1.45}$

=> $Ct = \$\ 517{,}152.72$

Costo del equipamiento de la estación de bombeo:

$Ceq = 12{,}099 \times 253.16^{0.486}$ => $Ceq = \$\ 178{,}156.83$

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 253.16 \times 365 \times 18 \times 0.075 \, \frac{1.11^{10} - 1}{0.11 \times 1.11^{10}}$$ => $Cen = \$\ 548{,}056.53$

Costo total:

$C = 517{,}152.72 + 178{,}156.83 + 548{,}056.53$ => $C = \$\ 1'243{,}366.07$

Alternativa 4.2: Diámetro de 18”:

Siguiendo el procedimiento anterior, los resultados obtenidos son:

- Pérdida de carga en la tubería 8.425 m
- Velocidad en la tubería 1.127 m/s
- Pérdida de carga por accesorios en estación de bombeo 1.294 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo 92.647 m
- Altura dinámica del equipo de bombeo 54.897 m
- Potencia de la bomba 203.12 HP
- Potencia del motor 223.43 HP

- Costo de la tubería $ 573,573.26
- Costo del equipamiento $ 167,660.97
- Costo de la energía en valor presente $ 483,687.72
- Costo total $ 1'224,921.94

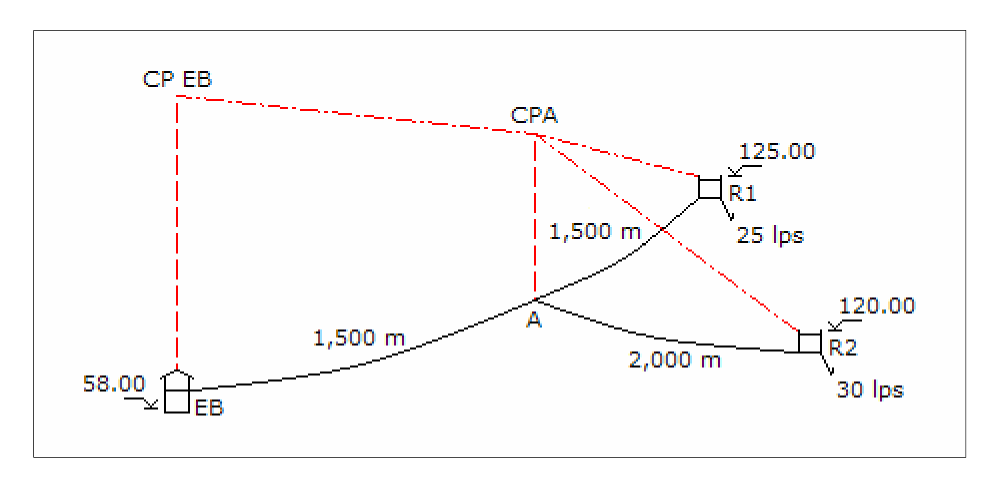
De las alternativas analizadas, la alternativa 4.2 es la de mínimo costo con un monto de $ 1'224,921.94.

De las cuatro alternativas analizadas, la alternativa 4.2 es la de mínimo costo con un monto de $ 1'224,921.94.

Pregunta Nº 31: De una estación de bombeo, con nivel de agua 58.00 m, se bombeará a los reservorios R1 y R2, con los niveles de llegada de 125.00 y 120.00 m, respectivamente. La línea de impulsión que parte de la estación de bombeo tiene 1,500 m de longitud, a parte de este punto se ramifica para R1 y R2 con líneas de impulsión de 1,500 y 1,200 m de longitud, respectivamente. Los caudales promedio que abastecerán los reservorios R1 y R2 son 25 y 30 lps, respectivamente. Si la estación de bombeo abastecerá a los reservorios en forma alternada en un tiempo total no mayor de 20 horas al día, determinar la solución técnica y económica (caudal de bombeo, horas de bombeo para cada reservorio, diámetro de las tuberías, costo de inversión inicial, costo de operación). Considerar: costo de tubería = 1.4 $D^{1.5}$, costo de equipo = 6,520 $Pot^{0.55}$, tasa de interés = 10%, costo de energía = 0.075 $/Kw-hr, período de evaluación = 10 años, coeficiente de variación diaria = 1.3.

Solución:

Se considera un coeficiente de rugosidad para las tubería de 140, el esquema del sistema de bombeo es:



El equipamiento a utilizar para el bombeo alternado es el mismo, por consiguiente debe un punto similar de operación o la potencia debe ser igual para cada reservorio.

Considerando 10 horas de bombeo para cada reservorio, los caudales de bombeo son:

$$Qb_1 = \frac{25 \times 1.3 \times 24}{10} \quad => \quad Qb_1 = 78.00 \text{ lps}$$

$$Qb_2 = \frac{30 \times 1.3 \times 24}{10} \quad => \quad Qb_2 = 93.60 \text{ lps}$$

Primera alternativa: empezando por el reservorio R2:

Diámetro económico:

$$De = 0.96 \left(\frac{10}{24}\right)^{0.25} 0.09360^{0.45} \quad => \quad De = 10.46”$$

El diámetro económico puede ser 10” ó 12”.

Alternativa 1.1: Diámetro 10:

La velocidad y pérdida de carga en reservorio, estación de bombeo, y tubería:

$$V = \frac{4 \times 0.09360}{\pi\,(10 \times 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.847 \text{ m/s}$$

$$hfa = \frac{25 \times 1.847^2}{2 \times 9.81} \quad => \quad hfa = 4.348 \text{ m}$$

$$hf = 1741 \frac{3{,}500 \times 93.69^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 39.029 \text{ m}$$

Cota piezométrica de la estación de bombeo:

CPEB = 120.00 + 4.348 + 39.029 => CPEB = 163.377 m

La altura dinámica:

Hdin = 163.377 – 58.00 => Hdin = 105.377 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{93.60 \times 105.377}{50} \quad => \quad Pot_b = 197.27 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 197.27$ => $Pot_m = 216.99$ HP

Tramo de la estación de bombeo al reservorio R1:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\left(\frac{10}{24}\right)^{0.25} 0.078^{0.45} \quad \Rightarrow \quad De = 9.63"$$

Inicialmente el diámetro económico será de 10" y en el tramo común ya existe dicho diámetro. Como se va a emplear el mismo equipo de bombeo la potencia será la misma y se tiene que determinar el caudal de bombeo:

$$197.27 = \frac{Q}{50}\left(1741\,\frac{3{,}000 \times Q^{1.85}}{10^{4.87}\ 140^{1.85}} + \frac{8 \times 25 \times (0.001\,Q)^2}{9.81 \times \pi^2 \times (10 \times 0.0254)^4} + 67\right)$$

$f(Q) = 0.000009926\,Q^3 + 0.0001509\,Q^{2.85} + 1.34\,Q - 197.27$

$f'(Q) = 0.00002978\,Q^2 + 0.0004299\,Q^{1.85} + 1.34$

Resolviendo en la siguiente tabla:

Q	f(Q)	f'(Q)	-f(Q)/f'(Q)	Q'
78.000	-50.790	2.882	17.623	95.623
95.623	6.108	3.596	-1.698	93.925
93.925	0.065	3.552	-0.018	93.907
93.907	0.001	3.521	0.000	93.907

El caudal de bombeo es 93.91 lps, para este caudal las horas de bombeo son:

$1.3 \times 25.00 \times 24 = 93.91$ HB => HB = 8.31 hr

Las horas totales de bombeo serán:

HB = 10.00 + 8.31 => HB = 18.31 hr

Estas horas de bombeo cumplen con la condición de que cómo máximo se debe bombear 20 horas diarias. El diámetro económico para el nuevo caudal de bombeo es:

$$De = 0.96\left(\frac{8.31}{24}\right)^{0.25} 0.09391^{0.45} \quad \Rightarrow \quad De = 10.00"$$

El diámetro económico es 10” el cual ya ha sido considerado en el tramo, la velocidad en la tubería es:

$$V = \frac{4 \times 0.09391}{\pi\,(10 \times 0.0254)^2} \qquad => \qquad V = 1.853 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 3.50 m/s. Costo de la tubería:

$$C = (1{,}500 + 1{,}500 + 2{,}000)\ 1.4 \times 10^{1.5} \qquad => \qquad C = \$\ 221{,}359.44$$

Costo del equipamiento:

$$Ceq = 6{,}520 \times 216.99^{0.55} \qquad => \qquad Ceq = \$\ 125{,}687.57$$

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 216.99 \times 365 \times 18.31 \times 0.075\ \frac{1.10^{10} - 1}{0.10 \times 1.10^{10}}$$

$$=> \qquad Cen = \$\ 498{,}454.59$$

Costo total:

$$C = 221{,}359.44 + 125{,}687.57 + 498{,}454.59 \qquad => \qquad C = \$\ 845{,}501.60$$

Alternativa 1.2: Diámetro 12:

Siguiendo el mismo procedimiento, los resultados obtenidos son:

- Velocidad en la tubería	1.283 m/s
- Pérdida de carga total por accesorios	2.097 m
- Pérdida de carga en la tubería	16.061 m
- Cota piezométrica en la estación de bombeo	138.158 m
- Altura dinámica de la bomba	80.158 m
- Potencia de la bomba	150.06 HP
- Potencia del motor	165.06 HP

Tramo de la estación de bombeo al reservorio R1:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\ (\frac{10}{24})^{0.25}\ 0.078^{0.45} \qquad => \qquad De = 9.63”$$

Inicialmente el diámetro económico será de 10” para el tramo del punto A al

reservorio R1, y en el tramo común existe el diámetro de 12”. Para el mismo equipo de bombeo con igual potencia, se determina el caudal de bombeo:

$$150.06 = \frac{Q}{50}\left(\frac{8 \text{ x } 5 \text{ x } (0.001\,Q)^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (10 \text{ x } 0.0254)^4} + 1741\,\frac{1{,}500 \text{ x } Q^{1.85}}{10^{4.87}\ 140^{1.85}} + \cdots\right.$$

$$\left.\cdots + 1741\,\frac{1{,}500 \text{ x } Q^{1.85}}{12^{4.87}\ 140^{1.85}} + \frac{8 \text{ x } 20 \text{ x } (0.001\,Q)^2}{9.81 \text{ x } \pi^2 \text{ x } (12 \text{ x } 0.0254)^4} + 67\right)$$

$f(Q) = 0.000005814\ Q^3 + 0.0001065\ Q^{2.85} + 1.34\ Q – 150.06$

$f'(Q) = 0.00001744\ Q^2 + 0.0003035\ Q^{1.85} + 1.34$

Resolviendo en la siguiente tabla:

Q	f(Q)	f’(Q)	-f(Q)/f’(Q)	Q’
78.000	-16.590	2.407	6.852	84.852
84.852	0.614	2.588	-0.237	84.615
84.615	0.002	2.581	-0.001	84.614
84.614	-0.001	2.581	0.000	84.614

El caudal de bombeo es 84.61 lps, para este caudal las horas de bombeo son:

1.3 x 25.00 x 24 = 84.61 HB => HB = 9.22 hr

Las horas totales de bombeo serán:

HB = 10.00 + 9.22 => HB = 19.22 hr

Estas horas cumplen con la condición de bombearse como máximo 20 horas diarias en total. El diámetro económico para el nuevo caudal de bombeo es:

$$De = 0.96\left(\frac{9.22}{24}\right)^{0.25} 0.08461^{0.45} \quad => \quad De = 9.79”$$

El diámetro económico es 10” el cual ya esta considerado, la velocidad es:

$$V = \frac{4 \text{ x } 0.08461}{\pi\,(10 \text{ x } 0.0254)^2} \quad => \quad V = 1.670 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 3.50 m/s. Costo de la tubería:

$C = (2{,}000 + 1{,}500)\ 1.4 \text{ x } 12^{1.5} + 1{,}500 \text{ x } 1.4 \text{ x } 10^{1.5}$ => C = $ 270,097.01

Costo del equipamiento:

$Ceq = 6{,}520 \times 165.06^{0.55}$ => $Ceq = \$\ 108{,}131.56$

Costo de la energía en valor presente:

$$Cen = 0.746 \times 165.06 \times 365 \times 19.22 \times 0.075 \frac{1.10^{10} - 1}{0.10 \times 1.10^{10}}$$

=> $Cen = \$\ 398{,}056.13$

Costo total:

$C = 270{,}097.01 + 108{,}131.56 + 398{,}056.13$ => $C = \$\ 776{,}284.70$

La alternativa de mínimo costo es la 1.2, con un costo total de $ 776,284.70.

Segunda alternativa: empezando por el reservorio R1:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\left(\frac{10}{24}\right)^{0.25} 0.078^{0.45}$$ => De = 9.63”

El diámetro económico es 10”. La velocidad y la pérdida de carga por accesorios en la descarga y en la estación de bombeo, y la pérdida de carga en la tubería son:

$$V = \frac{4 \times 0.07860}{\pi\,(10 \times 0.0254)^2}$$ => V = 1.539 m/s

$$hfa = \frac{25 \times 1.539^2}{2 \times 9.81}$$ => hfa = 3.019 m

$$hf = 1741 \frac{3{,}000 \times 78^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => hf = 24.217 m

Cota piezométrica de la estación de bombeo:

CPEB = 125.00 + 3.091 + 24.217 => CPEB = 151.895 m

La altura dinámica:

Hdin = 151.895 – 58.00 => Hdin = 93.895 m

Potencia de la bomba:

$$Pot_b = \frac{78 \times 93.895}{50} \qquad => \qquad Pot_b = 146.48 \text{ HP}$$

Potencia del motor:

$Pot_m = 1.1 \times 146.48$ => $Pot_m = 161.12$ HP

Tramo de la estación de bombeo al reservorio R2:

Diámetro económico:

$$De = 0.96\left(\frac{10}{24}\right)^{0.25} 0.09360^{0.45} \qquad => \qquad De = 10.45”$$

El diámetro puede ser 10” ó 12”.

Alternativa 2.1: para el diámetro de 10”:

En el tramo común ya existe dicho diámetro. Como se va a emplear el mismo equipo de bombeo la potencia será la misma y se tiene que determinar el caudal de bombeo:

$$146.48 = \frac{Q}{50}\left(\frac{8 \times 5 \times (0.001\,Q)^2}{9.81 \times \pi^2 \times (10 \times 0.0254)^4} + 1741\frac{2{,}000 \times Q^{1.85}}{10^{4.87}\ 140^{1.85}} + \cdots\right.$$

$$\left.\cdots + 1741\frac{1{,}500 \times Q^{1.85}}{10^{4.87}\ 140^{1.85}} + \frac{8 \times 20 \times (0.001\,Q)^2}{9.81 \times \pi^2 \times (10 \times 0.0254)^4} + 62\right)$$

$f(Q) = 0.000009926\ Q^3 + 0.0001760\ Q^{2.85} + 1.24\ Q - 146.48$

$f'(Q) = 0.00002978\ Q^2 + 0.0005017\ Q^{1.85} + 1.24$

Resolviendo en la siguiente tabla:

Q	f(Q)	f'(Q)	-f(Q)/f'(Q)	Q'
93.600	50.790	3.726	-13.633	79.967
79.967	4.409	3.093	-1.425	78.542
78.542	0.045	3.032	-0.015	78.527
78.527	-0.001	3.031	0.000	78.527

El caudal de bombeo es 78.53 lps, para este caudal las horas de bombeo son:

$1.3 \times 30.00 \times 24 = 78.53$ HB => HB = 11.92 hr

Las horas totales de bombeo serán:

HB = 10.00 + 11.92 => HB = 21.92 hr

Las horas no cumplen la condición de bombear como máximo 20 horas diarias.

Alternativa 2.2: para el diámetro de 12”:

En el tramo común existe tubería de 10” de diámetro. Al emplear el mismo equipo de bombeo con la misma potencia, se determina el caudal de bombeo:

$$146.48 = \frac{Q}{50}\left(\frac{8 \times 5 \times (0.001\,Q)^2}{9.81 \times \pi^2 \times (12 \times 0.0254)^4} + 1741\,\frac{2{,}000 \times Q^{1.85}}{12^{4.87}\;140^{1.85}} + \cdots\right.$$

$$\left.\cdots + 1741\,\frac{1{,}500 \times Q^{1.85}}{10^{4.87}\;140^{1.85}} + \frac{8 \times 20 \times (0.001\,Q)^2}{9.81 \times \pi^2 \times (10 \times 0.0254)^4} + 62\right)$$

$f(Q) = 0.000008898\,Q^3 + 0.0001168\,Q^{2.85} + 1.24\,Q - 146.48$

$f'(Q) = 0.00002669\,Q^2 + 0.0003330\,Q^{1.85} + 1.24$

Resolviendo en la siguiente tabla:

Q	f(Q)	f’(Q)	-f(Q)/f’(Q)	Q’
93.600	25.377	2.950	-8.601	84.999
84.999	1.231	2.668	-0.461	84.538
84.538	0.005	2.654	-0.002	84.536
84.536	-0.001	2.654	0.000	84.536

El caudal de bombeo es 84.54 lps, para este caudal las horas de bombeo son:

$1.3 \times 30.00 \times 24 = 84.54$ HB => HB = 11.07 hr

Las horas totales de bombeo serán:

HB = 10.00 + 11.07 => HB = 21.07 hr

Las horas no cumplen la condición de bombear como máximo 20 horas diarias.

La solución de mínimo costo es la alternativa 1.2.

CAPITULO 10

REDES DE DISTRIBUCION

Pregunta Nº 1: Para el diseño de un sistema de distribución es necesario conocer la cota piezométrica mínima de salida de un reservorio, que criterios se debe tener presente para determinar este valor.

Respuesta:

El reservorio debe estar ubicado en una cota de terreno de tal manera que garantice una presión mínima de 15 metros de columna de agua, y una presión máxima que no supere los 50 metros; la presión mínima es dinámica y la segunda presión es estática. Para la ubicación del reservorio, y por consiguiente determinar la cota piezométrica del reservorio se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Determinar, en el área de servicio del reservorio, la cota topográfica más desfavorable, que generalmente corresponde a la mayor cota donde se pueden ubicar las viviendas.

- Definir la presión mínima de servicio en la red, el Reglamento Nacional de Edificaciones establece como mínimo 15 metros de columna de agua, pero en casos especiales puede llegar a 10.

- Estimar la pérdida de carga en las redes matrices, para lo cual se considera una gradiente hidráulica de 4 a 5 ‰, la que se aplica a la longitud de tubería que va desde el empalme de la línea de aducción hasta el punto más desfavorable.

- Estimar la pérdida de carga en la línea de aducción, también se aplica la gradiente hidráulica de 4 a 5 ‰, la que se aplica a la longitud de la línea de aducción.

- A la cota topográfica más desfavorable se le suma la presión mínima, la pérdida de

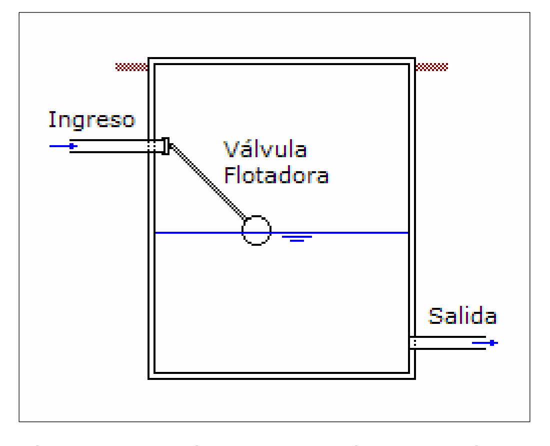
carga en la red, la pérdida de carga en la línea de aducción; el resultado sería la cota piezométrica, o de ubicación, mínima del reservorio.

Pregunta Nº 2: En que casos es conveniente la utilización de cámaras rompe presión en lugar de una válvula reductora de presión. Muestre un esquema de la cámara rompe presión.

Respuesta:

En las redes de distribución, cuando la zona de servicio tiene una diferencia de cotas topográficas mayor a 50 m se tiene que dividir en zonas de presión, y para cada zona de presión, a partir de la segunda, se tiene que poner una válvula reductora de presión con una presión de ingreso de 15 m.

La ventaja de la válvula reductora de presión es que garantiza la calidad del agua potable porque el agua esta confinada en tuberías, válvulas y accesorios, y no existe posibilidad de contaminación con aguas que no son potables, y la desventaja es que su costo es elevado y requiere mantenimiento permanente para una buena operación.



La posibilidad de utilizar cámara rompe presión, que es usual utilizar en redes de distribución en la zona rural, depende fundamentalmente si no existe la posibilidad de que el agua potable se contamine con agua no potable, esto debido a que la cámara rompe presión pone el agua en contacto con la atmósfera.

Cuando el consumo es mínimo en la red, la tubería de ingreso a la cámara rompe presión tiene una válvula flotadora que se cierra cuando se llena la cámara, con lo cual se garantiza que no se pierda agua potable; en este sistema se le tiene que dar el mantenimiento permanente a la válvula flotadora para evitar rebose del agua y riesgo de contaminación.

Pregunta Nº 3: Para comenzar a realizar los diseños de un sistema de distribución, es necesario tomar información de campo. ¿Qué información básica se debe recopilar?

Respuesta:

La información básica a recopilar se refiere a:

- Levantamiento topográfico de las áreas consolidadas que no tienen redes.

- Nivelación de los tramos donde están ubicadas las redes matrices existentes.
- Nivelación del reservorio existente y del trazo de la línea de aducción existente.
- Zonas de expansión futura y su nivelación.
- Estudio de suelos donde se instalará las tuberías de las redes de distribución.
- Identificación de las redes matrices existentes: diámetro, material, etc.
- Identificación de las redes secundarias existentes: diámetro, material, etc.
- Identificar las redes que necesitan ser cambiadas las tuberías.
- Ubicación de las zonas donde el consumo es elevado para ubicar las matrices.
- Zonas donde se pueden ubicar las redes matrices.
- Detalle donde se va a empalmar las tuberías proyectadas con las existentes.
- Planos de otros servicios, como electricidad, para ver las interferencias.
- Catastro técnico de las válvulas, grifos contra incendio, válvulas reductoras de presión, válvulas de purga de aire, y válvulas de purga.

Pregunta Nº 4: En la fase de trabajo de gabinete, se genera determinada información para el cálculo de la red. ¿En que consiste dicha información?

Respuesta:

La información generada es básicamente la que se emplea para el cálculo hidráulico:

- Trazo de la red matriz, longitud de los tramos.
- Trazo de la línea de aducción, longitud del tramo.
- Caudal de servicio en cada nudo de la red.
- Diámetro inicial de la línea de aducción y de la red matriz.
- Diámetros de tuberías paralelas para reforzar las matrices existentes.
- Diámetros equivalentes en los tramos con tuberías paralelas.
- Tipo de tubería a utilizar, coeficiente de rugosidad.
- Cotas topográficas de los nudos de servicio.
- Cota piezométrica del reservorio.

Pregunta Nº 5: ¿Cuáles son los criterios para determinar si el diseño de una red de distribución (diámetros es aceptable?, ¿Cómo corrige si el diseño no es adecuado?

Respuesta:

Para validar el diseño de la red de distribución, se debe tener en cuenta lo siguiente:

- La presión en el sistema de distribución, en toda el área de servicio, debe estar entre la presión mínima, 10 ó 15 m, y la presión máxima, 50 m. Si la presión es menor de la mínima se tiene que corregir aumentando los diámetros en un orden de los tramos cercanos a la zona de baja presión, si con esto no mejora la presión se debe aumentar la cota piezométrica del reservorio. Si la presión es mayor que la máxima, se tiene que disminuir la cota piezométrica del reservorio. Si las presiones en una zona son menores a la mínima indica que el reservorio, sobre todo si es

existente, no le da buena presión y podría ser que en una primera etapa el servicio en dicha zona, sino cuenta con servicio, se le proporcione mediante piletas.

- Las velocidades en las redes matrices no deben superar el valor máximo de 3.50 m/s o ser menores del valor mínimo de 0.60 m/s. Si la velocidad es mayor que la máxima se debe aumentar el diámetro de la tubería, si la velocidad es menor que la mínima se tiene que disminuir el diámetro de la tubería. Si las velocidades son muy pequeñas en la red matriz, esta se comporta hidráulicamente como una tubería de relleno y por lo tanto no es una matriz. En el caso de que por mejorar velocidad la presión sea menor que la mínima, se considera como prioridad la presión.

- La distribución de diámetros, los diámetros de las redes matrices tienen que disminuir en el sentido del flujo y conforme va disminuyendo el caudal a conducir. Los diámetros de la red matriz al ingreso de la red son los mayores y en los extremos de la red se encuentran los diámetros mínimos.

Pregunta Nº 6: Con la información recopilada y generada en gabinete, se puede proceder al diseño de las redes matrices. Para diseñar los tramos de las mallas es necesario conocer el caudal, longitud, coeficiente de rugosidad, cota de terreno y diámetro. ¿Cómo determina dichos valores?

<u>Respuesta</u>:

Los datos requeridos para el diseño de las redes matrices se determinan de la manera siguiente:

- Caudal: definidos los nudos en las redes matrices se determina su área de servicio a la que se aplica la densidad poblacional, la cobertura, densidad de vivienda, el consumo promedio por conexión domiciliaria, y la variación máxima horaria para encontrar el caudal máximo horario.

- Longitud: realizado el trazado de las redes matrices, la longitud se determina midiendo la distancia entre cada nudo de servicio.

- Coeficiente de rugosidad: se define el tipo de tubería a considerar para las redes matrices en función de costos, tipo de terreno, etc., y para cada tipo de tubería se considera el coeficiente de rugosidad recomendado por el fabricante.

- Cota de terreno: con el trazado de las redes matrices, se determina para cada tramo la cota topográfica en los nudos, puede ser mediante una interpolación topográfica de un plano con curvas de nivel o haciendo una nivelación topográfica de los nudos.

- Diámetro: con los caudales en cada nudo de servicio se determina los caudales en cada tubería matriz definiendo previamente como se distribuye el caudal en toda la

red, con este caudal y considerando una gradiente promedio de 4 a 5‰ se determina el diámetro inicial de la red, el cual será validado con los resultados de la simulación hidráulica.

Pregunta Nº 7: ¿Qué criterios se tendrá en cuenta para considerar o descartar una tubería matriz existente en el nuevo sistema de redes matrices?

Respuesta:

Para seguir utilizando una red matriz existente en el nuevo sistema de redes debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- Estado de conservación: si la tubería tiene una antigüedad mayor a su vida útil es un indicador que debe ser retirada del servicio, reemplazado por el mismo diámetro o un diámetro diferente de acuerdo al nuevo cálculo hidráulico; si el mantenimiento correctivo aplicado ha sido muy frecuente, esto indica que la tubería no esta en buen estado, y se justifica su cambio.

- Capacidad hidráulica: esta relacionado con el coeficiente de rugosidad, si la tubería existente es equivalente a una tubería nueva con un diámetro menor al diámetro mínimo de la red, esto indica que la tubería esta operando hidráulicamente como una tubería de relleno, y por consiguiente ya no puede considerarse como una tubería matriz.

Pregunta Nº 8: En un sistema existente el crecimiento del área habitada ha superado el área de influencia del reservorio. ¿Cómo se puede abastecer a esta parte de la población?

Respuesta:

Inicialmente se diseña un reservorio, tanto en volumen como en ubicación, para prestar servicio a una determinada área. Cuando el área de servicio se incrementa, el reservorio existente ya no le puede brindar un servicio adecuado a toda el área habilitada, tanto en caudal, volumen y presión.

En esta nueva situación se debe analizar hasta que área de servicio el reservorio existente le puede prestar un servicio eficiente, en caudal, volumen y presión, identificando las áreas que no reciben un buen servicio. Para las áreas que no tienen buen servicio se tiene que conformar una nueva área de servicio la cual solo puede tener un buen servicio a partir de otro reservorio, para lo cual se tiene que determinar el volumen y ubicación adecuada.

Otra alternativa es definir sectores del área de servicio total, los cuales tendrán el servicio a partir del reservorio existente; con esto se podrá brindarles un servicio adecuado y racionado por horas, se tendrá que definir el horario de servicio para cada

sector; esto se puede hacer en forma inmediata hasta que se pueda mejorar el servicio en forma integral.

Pregunta Nº 9: ¿Cómo se determina la cota piezométrica para un reservorio existente?

Respuesta:

Para efectos de diseño del mejoramiento de un sistema de distribución a partir de un reservorio existente, la cota piezométrica de dicho reservorio viene a ser la cota de fondo del reservorio.

Sin embargo, para efectos de simulación hidráulica de un sistema con fines de operación se puede establecer diferentes cotas piezométricas en el reservorio existente:

- La primera cota piezométrica es la cota de fondo del reservorio existente.

- La segunda cota piezométrica es el nivel del volumen de agua contra incendio que tiene en el reservorio, considerando que este volumen se utiliza en forma esporádica y por lo tanto permanece en el reservorio.

- La tercera cota piezométrica esta dado por el nivel mínimo de volumen de agua que se necesita para que pueda operar el reservorio como regulación del servicio, que viene ser el déficit de oferta acumulada para cubrir la demanda acumulada del diagrama masa.

- La cuarta cota piezométrica se toma en forma práctica como un tercio de la altura útil del reservorio.

Pregunta Nº 10: Para el diseño del sistema de distribución, es necesario realizar levantamientos topográficos de la zona de estudio, ¿Con qué criterios realizará los trabajos topográficos? y ¿Qué características tendrán?

Respuesta:

Para el diseño del sistema de distribución se deben realizar los estudios topográficos en las áreas consolidadas y en las áreas de expansión futura. El levantamiento topográfico se debe realizar con curvas a nivel a cada metro, y cuando el terreno sea muy plano puede considerarse curvas a nivel cada medio metro; las escalas pueden ser de 1/1000 ó 1/2000.

El levantamiento topográfico de las áreas consolidadas considera el levantamiento a detalle de las manzanas existentes con los lotes habitados, las avenidas, calles, pasajes, los parques, servicios públicos existentes como energía eléctrica, telefonía,

servicio de cable, etc.

El levantamiento topográfico de las áreas de expansión considera el levantamiento dentro de los límites del área de expansión, en muchos casos hay una consolidación incipiente por lo que las manzanas no están bien definidas, en estos casos es preferible hacer una nivelación de las calles para tener idea de las presiones de servicio que se encontrarán en la simulación hidráulica, porque no es conveniente hacer el trazado de redes en zonas en proceso de consolidación.

Pregunta Nº 11: Un sistema de distribución de agua potable, generalmente para una localidad grande, no es conveniente realizarlo mediante una zona de servicio, debe recurrirse a varias. ¿Cómo determina las zonas de servicio?

Respuesta:

Una red de distribución para una localidad grande no debería ser gestionada como una sola zona de servicio, para una buena gestión del sistema de distribución se debe repartir en diferentes zonas de servicio, o lo que se denomina sectores de distribución.

El sector de distribución tiene la ventaja de tener uno o dos puntos de ingreso de agua al sector y algunas salidas para otros sectores, en ambos casos el control de ingreso o salida se realiza con una macromedición. De esta forma se tiene controlado el ingreso y salida de caudales del sector, también se puede hacer una mejor gestión de las presiones de servicio en el sector. El consumo en el sector se controla con la micromedición, la macromedición y la micromedición permiten estimar el nivel de pérdidas de agua en el sector y tomar las medidas adecuadas para su disminución.

Para definir el tamaño de las zonas de servicio se pueden considerar varios criterios, uno de ellos es el número de conexiones domiciliarias que puede tomarse como valor máximo alrededor de 2,000 conexiones, también puede considerarse área con un área máxima del orden de 50 Ha.

Pregunta Nº 12: ¿Qué criterios debe tener en cuenta para determinar el número de mallas de un sistema de distribución? Explique brevemente.

Respuesta:

Para determinar el número de mallas de un sistema de distribución se debe tener en cuenta los siguientes criterios:

- Cuando el diámetro mínimo de la red matriz es de 100 mm la tubería de relleno es de un diámetro menor, por consiguiente la separación de la red matriz, para que se garantice una presión en la red de relleno similar a la que tiene la red matriz, debe ser de 300 a 400 m, esto significa que una malla puede tener un área de servicio del orden de 12 Ha., con este valor se estima el número máximo de mallas que

puede tener un sistema de distribución.

- Cuando el diámetro mínimo de la red matriz es de 150 mm la tubería de relleno es de un diámetro menor, por consiguiente la separación de la red matriz, para que se garantice una presión en la red de relleno similar a la que tiene la red matriz, debe ser de 400 a 500 m, esto significa que una malla puede tener un área de servicio del orden de 20 Ha., con este valor se estima el número máximo de mallas que puede tener un sistema de distribución.

Lo anterior se aplica plenamente para un sistema de distribución donde no existe redes matrices, cuando el sistema tiene redes matrices el número de mallas puede incrementarse por la disposición de las redes matrices existentes ya que su separación no puede tener relación con las dimensiones indicadas.

Pregunta Nº 13: ¿Qué aspectos debe considerarse para el trazado de tuberías matrices?

Respuesta:

Para el trazado de las redes matrices, en forma general, se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Las redes matrices deben ubicarse en las zonas de mayor consumo, que pueden ser las zonas más densas en población o donde existan parques comerciales o industriales.

- Las redes matrices deben ubicarse en las avenidas, en calles anchas, que permitan la construcción, operación y mantenimiento sin mayores dificultades.

- El trazo de la red matriz debe ser lo más recto posible, sin muchos cambios de dirección, por lo menos los tramos.

- La separación de las redes matrices debe ser una distancia adecuada, que esta en función de la tubería de relleno.

- Donde existan zonas de expansión futura, las redes matrices se pueden instalar en el límite de la zona existente.

- Donde no existan zonas de expansión futura, las redes matrices no se deben instalar en el límite de la zona existente.

Pregunta Nº 14: ¿En qué casos se puede considerar una tubería, como tubería matriz, un diámetro de 4"?

Respuesta:

Los casos en que se puede considera como tubería matriz una tubería de 4” de diámetros son:

- La separación entre las redes matrices es de 300 a 400 m.
- Las redes de relleno van a tener un diámetro menor a 4”.
- Para las tuberías existentes si tiene un buen estado de conservación.
- Para las tuberías existentes si el comportamiento hidráulico corresponde a una tubería nueva de 4”
- Por el tamaño del área de servicio, se considera pertinente un diámetro mínimo de red matriz de 4”.

Pregunta Nº 15: Un tramo existente de una malla tiene los siguientes diámetros, 8”, 10”, y 14”, con longitudes de 120 m, 150 m, y 220 m, respectivamente. Para mejorar las condiciones hidráulicas se debe reforzar con una tubería paralela de 12” de diámetro. ¿Qué diámetro utiliza para el cálculo hidráulico?

Solución:

Se tiene dos tramos paralelos y se determinará su diámetro equivalente, se considerará que todas las tuberías tienen el mismo coeficiente de rugosidad.

Diámetro equivalente de los diámetros de 8”, 10” y 14” en serie:

Longitud equivalente:

Leq = 120 + 150 + 220 => Leq = 490 m

$$\frac{490}{Deq^{4.87}} = \frac{120}{8^{4.87}} + \frac{150}{10^{4.87}} + \frac{220}{14^{4.87}} \quad \Rightarrow \quad Deq = 9.77”$$

Diámetro equivalente entre las tuberías paralelas de 12” y el diámetro equivalente de las tuberías en serie:

$$Deq^{2.63} = 9.77^{2.63} + 12^{2.63} \quad \Rightarrow \quad Deq = 14.29”$$

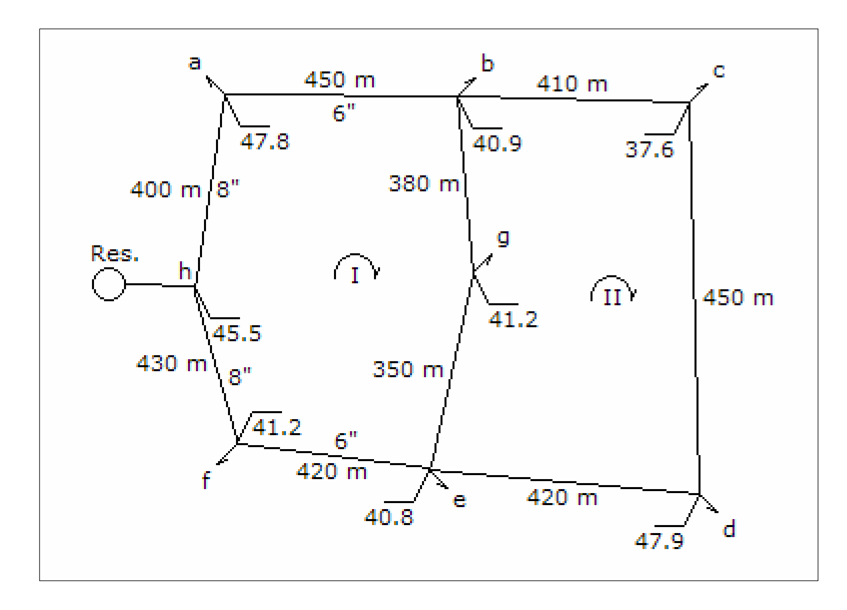
El diámetro a utilizar en el cálculo hidráulico es 14.29”.

Pregunta Nº 16: El sistema de distribución mostrado corresponde a las redes matrices de una ciudad, donde los tramos existentes se indican con los diámetros respectivos. Cada nudo tiene un área de influencia de acuerdo al cuadro siguiente:

Nudo	a	b	c	d	e	f	g
Área 1 (Ha)	19.5	6.8	-	8.7	5.5	4.9	7.8
Área 2 (Ha)	-	10.8	18.0	12.3	14.2	18.9	22.7

Considerando que la densidad poblacional para el área 1 y 2 es 220 y 180 hab/Ha, respectivamente; la cobertura para el área 1 y 2 es 100% y 80%, respectivamente; la dotación para la población servida y no servida es 210 y 50 Lphd, respectivamente, y el coeficiente de variación horaria es 1.8. Determinar lo siguiente:

a. Población y caudales para cada nudo.
b. Diámetros iniciales de la red.
c. Cálculo hidráulico para los datos de b. hasta un error de 0.1 lps por cada malla.
d. Afinar diámetros mediante criterio de velocidad y arquitectura hidráulica.
e. Cálculo hidráulico para los datos de d.
f. Determinar la cota piezométrica de ingreso a la red, para que la presión en el punto más desfavorable no sea menor de 20 m.



Solución:

Para todas las tuberías proyectadas se va a considerar un coeficiente de rugosidad de 140.

a. Población y caudales para cada nudo:

Población servida, población no servida y caudal para el nudo a:

Ps = 1.00 x 19.5 x 220 + 0.80 x 0.0 x 180 => Ps = 4,290 hab

$Pns = 0.20 \times 0.0 \times 180$ => $Pns = 0$ hab

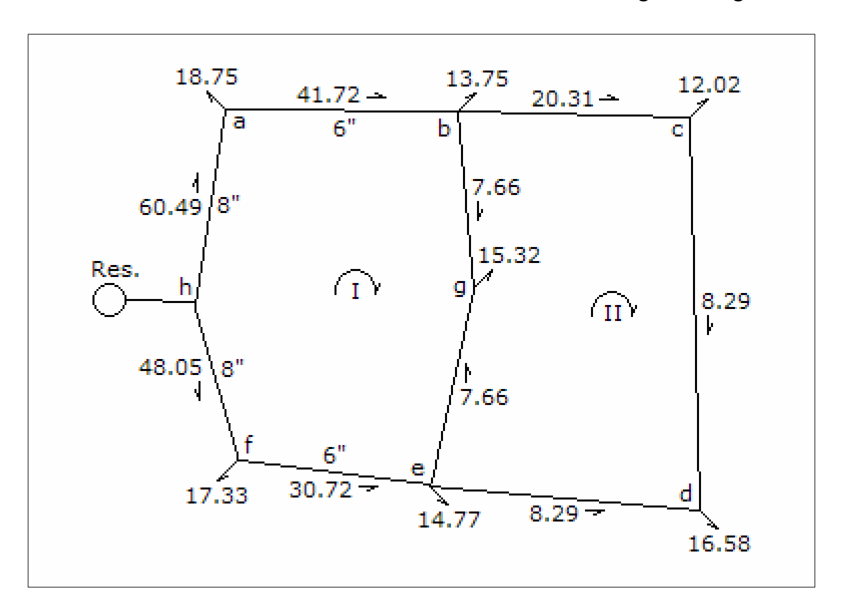
$$Qmh = \frac{1.8\,(4{,}290 \times 210 + 0 \times 50)}{86{,}400} \quad => \quad Qmh = 18.77 \text{ lps}$$

Un cálculo similar se aplica a todos los nudos, y se obtiene lo siguiente:

Nudo	Ps (hab)	Pns (hab)	Qmh (lps)
a	4,290	0	18.77
b	3,051	389	13.75
c	2,592	648	12.02
d	3,685	443	16.58
e	3,255	511	14.77
f	3,800	680	17.33
g	3,401	421	15.32
Total	24,074	3,092	108.54

b. Diámetros iniciales de la red:

Con los caudales determinados para cada nudo, se efectúa la distribución de caudales en cada tramo, los resultados se indican en el siguiente gráfico:



Para el tramo a-b:

$D = 2.26 \times 41.72^{0.38}$ => $D = 9.33''$

Como existe una tubería de 6” de diámetro, la tubería paralela será:

$9.33^{2.63} = 6^{2.63} + D^{2.63}$ => D = 8.08”

El diámetro paralelo será de 8”, el diámetro equivalente para el cálculo hidráulico es:

$Deq^{2.63} = 6^{2.63} + 8^{2.63}$ => Deq = 9.26”

De igual forma se procede para los otros tramos, obteniéndose los siguientes resultados:

Tramo	Q (lps)	D (plg)	D ex. (plg)	D pa. (plg)	Deq (plg)
a-b	41.72	9.33	6	8.08 => 8	9.26
b-g	7.66	4.90	-	4	4
e-g	7.66	4.90	-	4	4
f-e	30.72	8.30	6	6.73 => 6	7.81
h-f	48.05	9.84	8	7.08 => 8	10.41
h-a	60.49	10.74	8	8.50 => 8	10.41
b-c	20.31	7.10	-	8	8
c-d	8.29	5.05	-	6	6
e-d	8.29	5.05	-	6	6

c. Cálculo hidráulico para los datos de b.:

Para el cálculo hidráulico de la red se utilizará la siguiente fórmula:

$$hf = \frac{1741\, L\, Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} \qquad => \qquad hf = K\, Q^{1.85}$$

Los resultados se muestran en la tabla siguiente:

Malla I						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
a-b	0.001645	41.72	1.64	0.04	41.51	1.62
b-g	0.082835	7.66	3.58	0.47	7.72	3.64
e-g	0.076295	-7.66	-3.30	0.43	-7.60	-3.25
f-e	0.003521	-30.72	-1.99	0.06	-30.93	-2.01
h-f	0.000888	-48.05	-1.15	0.02	-48.26	-1.16
h-a	0.000826	60.49	1.63	0.03	60.28	1.62
			0.42	1.05		0.46
			dQ1 =	-0.21		dQ2 =

hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
0.04	…	40.23	1.53	0.04
0.47	…	7.67	3.59	0.47
0.43	…	-7.65	-3.29	0.43
0.07	…	-32.21	-2.17	0.07
0.02	…	-49.54	-1.21	0.02
0.03	...	59.00	1.56	0.03
1.05			0.00	1.05
-0.24			dQ =	0.00

Malla II						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
b-c	0.003056	20.31	0.80	0.04	20.03	0.78
c-d	0.013617	8.29	0.68	0.08	8.01	0.64
e-d	0.012709	-8.29	-0.64	0.08	-8.57	-0.68
e-g	0.076295	7.66	3.30	0.43	7.60	3.25
b-g	0.082835	-7.66	-3.58	0.47	-7.72	-3.64
			0.57	1.10		0.36
			dQ1 =	-0.28		dQ2 =

hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
0.04	…	18.81	0.70	0.04
0.08	…	6.79	0.47	0.07
0.08	…	-9.79	-0.87	0.09
0.43	…	7.65	3.29	0.43
0.47	…	-7.67	-3.59	0.47
1.10			0.00	1.09
-0.18			dQ =	0.00

d. Mejoramiento de los diámetros con criterio de velocidad y arquitectura hidráulica:

Cálculo de las velocidades en el tramo a-b, teniendo en cuenta que existe una tubería de 6” y una proyectada de 8”

$$1741 \frac{450 \text{ x } Q_{8"}^{1.85}}{8^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} = 1741 \frac{450 \text{ x } Q_{6"}^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$

$Q_{8"} = 2.132518\ Q_{6"}$ y $Q_{8"} + Q_{6"} = 40.23$

Resolviendo:

$Q_{8"} = 27.39$ lps y $Q_{6"} = 12.84$ lps

Velocidades en las tuberías:

$$V_{8"} = \frac{4 \times 0.02739}{\pi \times (0.0254 \times 8)^2} \quad => \quad V_{8"} = 0.845 \text{ m/s}$$

$$V_{6"} = \frac{4 \times 0.01284}{\pi \times (0.0254 \times 6)^2} \quad => \quad V_{6"} = 0.704 \text{ m/s}$$

De igual forma se procede para los otros tramos, y los resultados obtenidos son:

Tramo	Q (lps)	De (plg)	Dp (plg)	Qe (lps)	Qp (lps)	Ve (m/s	Vp (m/s)
a-b	40.23	6	8	12.84	27.39	0.704	0.845
b-g	7.67	-	4	-	7.67	-	0.946
e-g	7.65	-	4	-	7.65	-	0.944
f-e	32.21	6	6	16.10	16.10	0.883	0.883
h-f	49.54	8	8	24.77	24.77	0.764	0.764
h-a	59.00	8	8	29.50	29.50	0.910	0.910
b-c	18.81	-	8	-	18.81	-	0.558
c-d	6.79	-	6	-	6.79	-	0.372
e-d	9.79	-	6	-	9.79	-	0.537

Las velocidades son aceptables, pero en algunos tramos se pueden reducir los diámetros para mejorar la velocidad, los cambios de diámetros serán en:

Tramo	D ex. (plg)	D pa. (plg)	Deq (plg)
a-b	6	6	7.81
b-c	-	6	6
c-d	-	4	4

e. Cálculo hidráulico para los datos de d.:

Los resultados se muestran en la tabla siguiente:

Malla I						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
a-b	0.003773	41.72	3.75	0.09	40.48	3.55
b-g	0.082835	7.66	3.58	0.47	8.69	4.52
e-g	0.076295	-7.66	-3.30	0.43	-6.63	-2.53
f-e	0.003521	-30.72	-1.99	0.06	-31.96	-2.14

h-f	0.000888	-48.05	-1.15	0.02	-49.29	-1.20
h-a	0.000826	60.49	1.63	0.03	59.25	1.57
			2.53	1.10		3.77
			dQ1 =	-1.24		dQ2 =
		hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
		0.09	…	35.35	2.76	0.08
		0.52	…	7.59	3.52	0.46
		0.38	…	-7.73	-3.35	0.43
		0.07	…	-37.09	-2.82	0.08
		0.02	…	-54.42	-1.44	0.03
		0.03	...	54.12	1.33	0.02
		1.11			0.00	1.10
		-1.84			dQ =	0.00

Malla II						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
b-c	0.012406	20.31	3.26	0.16	18.04	2.62
c-d	0.098094	8.29	4.91	0.59	6.02	2.72
e-d	0.012709	-8.29	-0.64	0.08	-10.56	-0.99
e-g	0.076295	7.66	3.30	0.43	6.63	2.53
b-g	0.082835	-7.66	-3.58	0.47	-8.69	-4.52
			7.25	1.73		2.35
			dQ1 =	-2.27		dQ2 =
		hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
		0.15	…	14.01	1.64	0.12
		0.45	…	1.99	0.35	0.18
		0.09	…	-14.59	-1.81	0.12
		0.38	…	7.73	3.35	0.43
		0.52	…	-7.59	-3.52	0.46
		1.59			0.00	1.31
		-0.80			dQ =	0.00

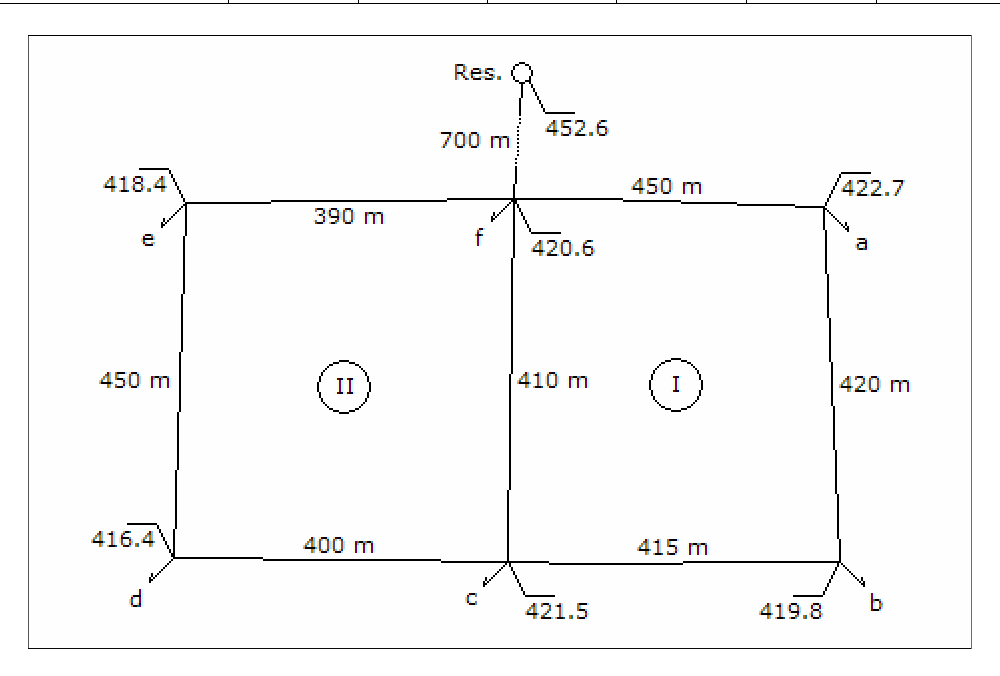
f. Cota piezométrica de ingreso a la red:

El nudo más desfavorable en la red, mayor cota de terreno y más alejado, es el d, en el cual la presión mínima será de 20 m; la cota piezométrica del punto h será:

CPh = 47.90 + 20.00 + 1.81 + 2.82 + 1.44 => CPh = 73.97 m

Pregunta Nº 17: Para el esquema de redes mostrado, cada nudo tiene las siguientes áreas de influencia:

Nudo	a	b	c	d	e	f
Alta (Ha)	4.6	3.7	15.5	6.2	10.9	19.0
Media (Ha)	12.9	15.2	4.2	8.5	5.6	2.9



La densidad poblacional para la zona alta y media es 220 y 180 hab/Ha, respectivamente. La cobertura para la zona alta y media es 95% y 85%, respectivamente. Las dotaciones para la población servida y no servida es 250 y 50 Lphd. El coeficiente de variación horaria es 1.80. Determinar:

a. Datos necesarios para el diseño hidráulico.
b. Presiones en cada nudo de la red.

<u>Solución</u>:

Para las tuberías de la línea de aducción y las redes se considerará un coeficiente de rugosidad de 140.

a. Datos para el diseño hidráulico:

Población servida, población no servida y caudal para el nudo a:

$Ps = 0.95 \times 4.6 \times 220 + 0.85 \times 12.9 \times 180$ => $Ps = 2{,}935$ hab

$Pns = 0.05 \times 4.6 \times 220 + 0.15 \times 12.9 \times 180 \qquad => \qquad Pns = 399 \text{ hab}$

$$Qmh = \frac{1.8\,(2{,}935 \times 250 + 399 \times 50)}{86{,}400} \qquad => \qquad Qmh = 15.70 \text{ lps}$$

Un cálculo similar se aplica a todos los nudos, los resultados son los siguientes:

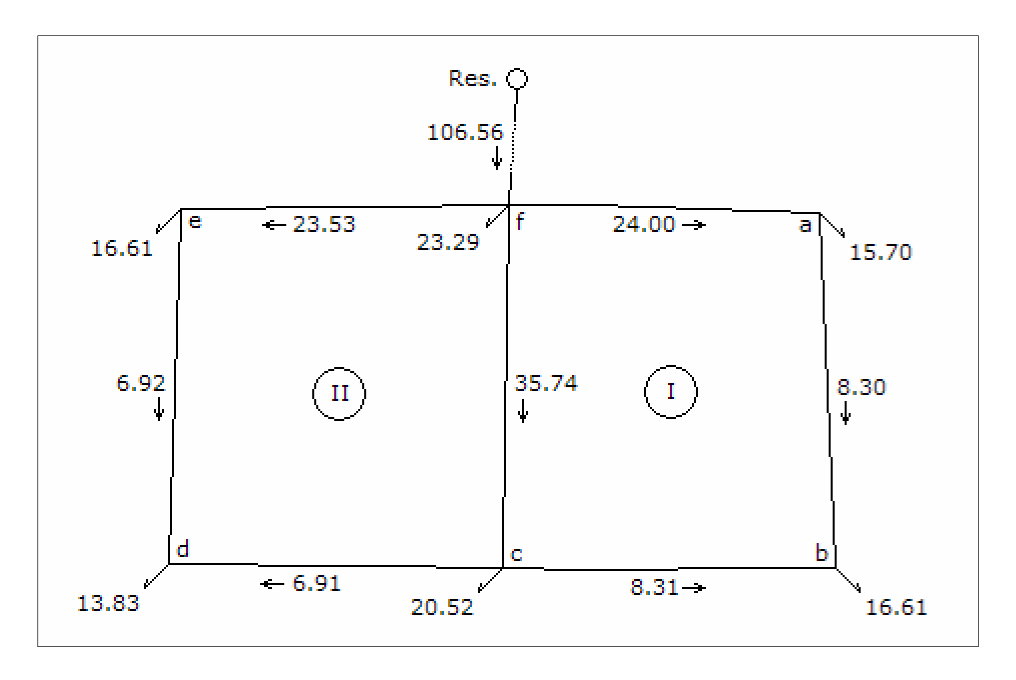
Nudo	Ps (hab)	Pns (hab)	Qmh (lps)
A	2,935	399	15.70
B	3,099	451	16.61
C	3,882	284	20.52
D	2,596	298	13.83
E	3,135	271	16.61
F	4,415	287	23.29
Total	20,062	1,990	106.55

Diámetro inicial de la línea de aducción:

$D = 2.26 \times 106.56^{0.38} \qquad => \qquad D = 13.32''$

El diámetro será 14".

Diámetros iniciales de la red: con los caudales de cada nudo, se distribuyen los caudales en los tramos:



Para el tramo f-a:

$D = 2.26 \times 24.00^{0.38}$ => $D = 7.56"$

El diámetro será 8".

De igual forma se calcula en los otros tramos, los resultados son:

Tramo	Q (lps)	D (plg)	D (plg)
f-a	24.00	7.56	8
a-b	8.30	5.05	6
c-b	8.31	5.05	6
f-c	35.74	8.80	8
c-d	6.91	4.71	4
e-d	6.92	4.71	4
f-e	23.53	7.50	8

b. Presiones en cada nudo de la red:

Pérdida de carga en la línea de aducción:

$$hf = 1741 \frac{700 \times 106.56^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => $hf = 1.927$ m

Cota piezométrica en el nudo de ingreso a la red:

$CPf = 452.60 - 1.927$ => $CPf = 450.673$ m

Presión en el nudo de ingreso a la red:

$Pf = 450.673 - 420.60$ => $Pf = 30.073$ m

Para el cálculo hidráulico de la red se utilizará la siguiente fórmula:

$$hf = \frac{1741\, L\, Q^{1.85}}{D^{4.87}\, C^{1.85}}$$ => $hf = K\, Q^{1.85}$

Los resultados se muestran en la tabla siguiente:

Malla I						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
f-a	0.003354	24.00	1.20	0.06	26.08	1.41

a-b	0.012709	8.30	0.64	0.08	10.38	0.98
c-b	0.012558	-8.31	-0.63	0.08	-6.13	-0.36
f-c	0.003056	-35.74	-2.28	0.06	-33.11	-1.98
			-1.08	0.27		0.05
			dQ1 =	2.18		dQ2 =
		hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
		0.04	…	26.11	1.40	0.05
		0.09	…	10.41	0.97	0.09
		0.06	…	-6.20	-0.37	0.06
		0.06	...	-33.31	-2.00	0.06
		0.27			0.00	0.27
		-0.10			dQ =	0.00

Malla II						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
f-c	0.003056	35.74	2.28	0.06	33.11	1.98
c-d	0.087195	6.91	3.12	0.45	6.46	2.75
e-d	0.098094	-6.92	-3.51	0.51	-7.37	-3.95
f-e	0.002907	-23.53	-1.00	0.04	-23.98	-1.04
			0.88	1.07		-0.25
			dQ1 =	-0.45		dQ2 =
		hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
		0.06	…	33.31	2.00	0.06
		0.43	…	6.59	2.85	0.43
		0.54	…	-7.24	-3.82	0.53
		0.04	…	-23.88	-1.03	0.04
		1.06			0.00	1.06
		0.13			dQ =	0.00

Cota piezométrica en el nudo a:

CPa = 450.673 – 1.40 => CPa = 449.273 m

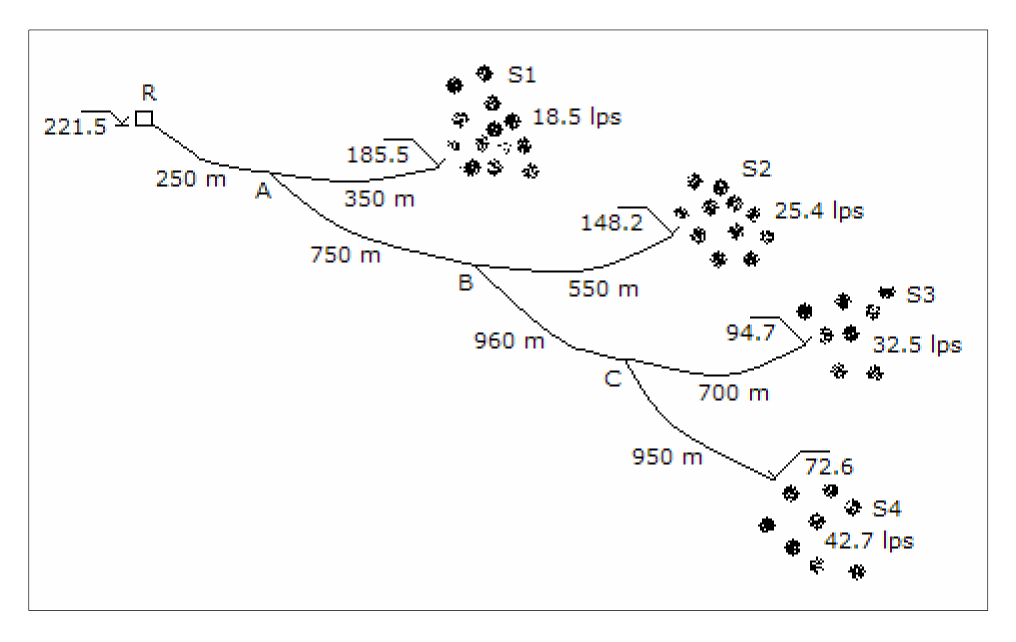
Presión en el nudo a:

Pa = 449.273 – 422.700 => Pa = 26.573 m

De igual forma se realiza el cálculo de la presión de cada nudo a partir del nudo “f”, los resultados se indican en la siguiente tabla:

Nudo	Pérdida de carga hasta el nudo (m)	Cota piezométrica (m)	Cota de terreno (m)	Presión (m)
a	1.40	449.273	422.70	26.573
b	1.40 + 0.97	448.303	419.80	28.503
c	2.00	448.673	421.50	27.173
d	1.03 + 3.82	445.823	416.40	29.423
e	1.03	449.643	418.40	31.243

Pregunta Nº 18: En el esquema mostrado, diseñar la línea de aducción considerando los accesorios necesarios. La presión de ingreso a la red debe variar entre 15 y 25 metros. El caudal indicado representa la demanda promedio de cada zona de servicio.



Solución:

Se considera para las tuberías un coeficiente de rugosidad de 140, y un coeficiente de variación horaria de 1.8.

Caudales de diseño para cada sector de distribución:

Q1 = 1.8 x 18.50 => Q1 = 33.30 lps

Q2 = 1.8 x 25.40 => Q2 = 45.72 lps

Q3 = 1.8 x 32.50 => Q3 = 58.50 lps

$Q4 = 1.8 \times 18.50$ => $Q4 = 76.86$ lps

Tramo del punto A al sector S1:

La presión máxima de ingreso al sector debe ser de 25 m, para eso se necesita que en la línea de derivación al sector la cota piezométrica máxima de ingreso debe ser:

$CPA\text{-}S1 = 185.50 + 25.00$ => $CPA\text{-}S1 = 210.50$ m

La cota es menor que la cota de salida del reservorio, esto indica que en la tubería de llegada al punto A debe intalarse una válvula reductora de presión que garantice una cota piezométrica de 210.50 m. El diámetro de la línea de derivación al sector S1 es:

$D = 2.26 \times 33.30^{0.38}$ => $D = 8.56”$

El diámetro será de 8”, la velocidad y la pérdida de carga en el tramo es:

$$V = \frac{4 \times 0.03330}{\pi \times (0.0254 \times 8)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 1.027 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741 \frac{350 \times 33.30^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 1.710 \text{ m}$$

Presión de ingreso a la red:

$P = (210.50 – 1.710) – 185.50$ => $P = 23.29$ m

Tramo del reservorio R al punto A:

Caudal del tramo:

$Q = 33.30 + 45.72 + 58.50 + 76.86$ => $Q = 214.38$ lps

Diámetro del tramo:

$D = 2.26 \times 214.38^{0.38}$ => $D = 17.38”$

El diámetro de la tubería será de 18”, la velocidad y la pérdida de carga en el tramo es:

$$V = \frac{4 \times 0.21438}{\pi \times (0.0254 \times 18)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 1.306 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741 \frac{250 \times 214.38^{1.85}}{18^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 0.738 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto A:

CPA = 221.50 – 0.738 => CPA = 220.762 m

La válvula reductora de presión que se debe poner antes del punto A debe generar una pérdida de carga de:

PVR = 220.762 – 210.50 => PVR = 10.262 m

Tramo del punto B al sector S2:

La presión máxima de ingreso al sector debe ser de 25 m, para eso se necesita que en la línea de derivación al sector la cota piezométrica máxima debe ser:

CPB-S2 = 148.20 + 25.00 => CPB-S2 = 173.20 m

La cota piezométrica es menor que la cota de salida de la válvula reductora de presión del punto A, y antes de llegar al punto B se instalará una válvula reductora de presión para tener la cota piezométrica de 173.20 m. El diámetro del tramo es:

$D = 2.26 \times 45.72^{0.38}$ => D = 9.66”

El diámetro será de 10”, la velocidad y pérdida de carga en el tramo es:

$$V = \frac{4 \times 0.04572}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \quad => \quad V = 0.902 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741 \frac{550 \times 45.72^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 1.629 \text{ m}$$

Presión de ingreso a la red:

P = (173.20 – 1.629) – 148.20 => P = 23.371 m

Tramo del punto A al punto B:

Caudal del tramo:

Q = 45.72 + 58.50 + 76.86 => Q = 181.08 lps

Diámetro del tramo:

$D = 2.26 \times 181.08^{0.38}$ => $D = 16.30''$

El diámetro será de 16”, la velocidad y la pérdida de carga en el tramo es:

$$V = \frac{4 \times 0.18108}{\pi \times (0.0254 \times 16)^2}$$ => $V = 1.396$ m/s

$$hf = 1741 \frac{750 \times 181.08^{1.85}}{16^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => $hf = 2.874$ m

Cota piezométrica en el punto B:

CPB = 210.50 – 2.874 => CPB = 207.626 m

La válvula reductora de presión del punto B tiene una pérdida de carga de:

PVR = 207.626 – 173.20 => PVR = 34.426 m

Tramo del punto C al sector S3:

La presión máxima de ingreso al sector debe ser de 25 m, para eso se necesita que en la línea de derivación al sector la cota piezométrica máxima debe ser:

CPC-S3 = 94.70 + 25.00 => CPC-S3 = 119.70 m

La cota piezométrica para el sector S3 es menor que la cota de salida de la válvula reductora de presión del punto B, de 173.20 m, esto indica que al inicio de la tubería para el sector S3 se debe instalar una válvula reductora de presión que permita obtener una cota piezométrica de 119.70 m. El diámetro del tramo es:

$D = 2.26 \times 58.50^{0.38}$ => $D = 10.61''$

El diámetro será de 10”, la velocidad y pérdida de carga en el tramo es:

$$V = \frac{4 \times 0.05850}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2}$$ => $V = 1.027$ m/s

$$hf = 1741 \frac{700 \times 58.50^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => $hf = 3.272$ m

Presión de ingreso a la red:

P = (119.70 – 3.272) – 94.70 => P = 21.728 m

Tramo del punto B al punto C:

Caudal del tramo:

$Q = 58.50 + 76.86$ => $Q = 135.36$ lps

Diámetro del tramo:

$D = 2.26 \times 135.36^{0.38}$ => $D = 14.59"$

El diámetro será de 14", la velocidad y pérdida de carga en el tramo es:

$$V = \frac{4 \times 0.13536}{\pi \times (0.0254 \times 14)^2} \quad => \quad V = 1.363 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741 \frac{960 \times 135.36^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 4.115 \text{ m}$$

Cota piezométrica en el punto C:

$CPC = 173.20 – 4.115$ => $CPC = 169.085$ m

La válvula reductora de presión que se debe poner al inicio del tramo para el sector S3 debe generar una pérdida de carga de:

$PVR = 169.085 – 119.70$ => $PVR = 49.385$ m

Tramo del punto C al sector S4:

La presión máxima de ingreso al sector debe ser de 25 m, para eso se necesita que en la línea de derivación al sector la cota piezométrica máxima debe ser:

$CPC\text{-}S4 = 72.60 + 25.00$ => $CPC\text{-}S4 = 97.60$ m

La cota piezométrica es menor que la cota piezométrica del punto C, al inicio de la tubería para el sector S4 se debe instalar una válvula reductora de presión para obtener una cota piezométrica de 97.60 m; la pérdida de carga en dicha válvula es:

$PVR = 169.085 – 97.60$ => $PVR = 71.485$ m

El diámetro del tramo es:

$D = 2.26 \times 76.86^{0.38}$ => $D = 11.77"$

El diámetro será de 12", la velocidad y pérdida de carga en el tramo es:

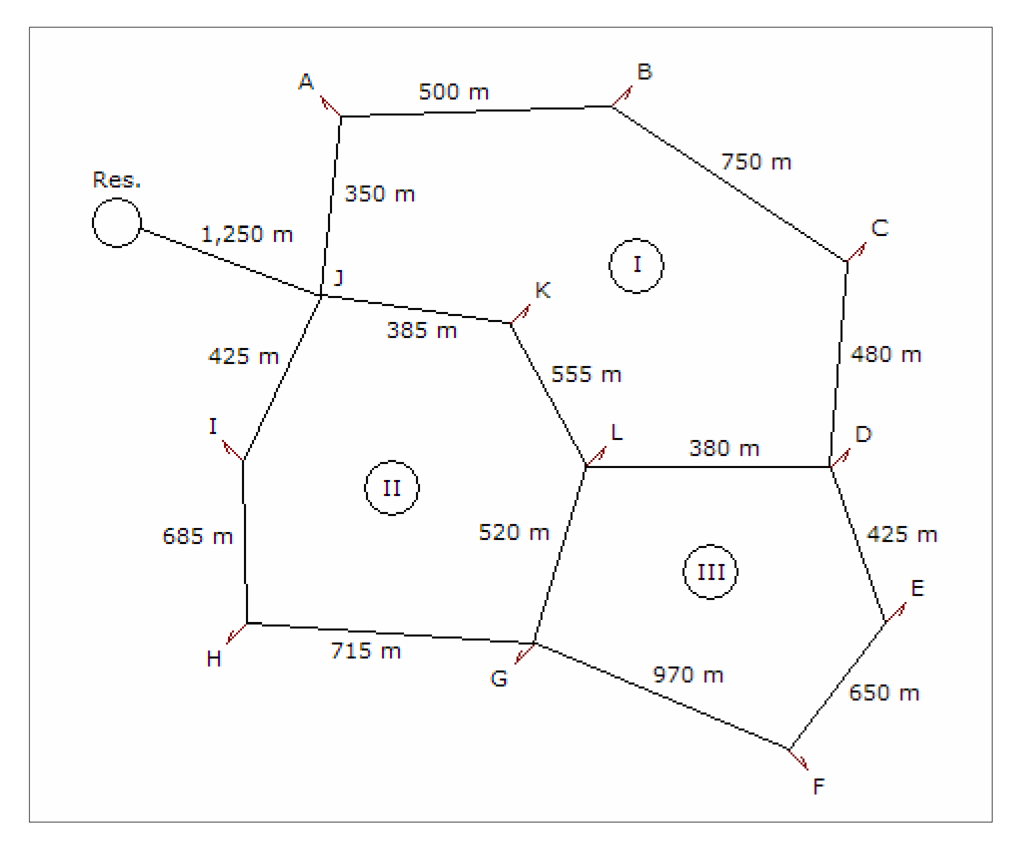
$$V = \frac{4 \times 0.07686}{\pi \times (0.0254 \times 12)^2} \quad => \quad V = 1.053 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741 \frac{950 \times 76.86^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 3.187 \text{ m}$$

Presión de ingreso a la red:

$$P = (97.60 - 3.187) - 72.60 \quad => \quad P = 21.813 \text{ m}$$

Pregunta Nº 19: Para el diseño de las redes matrices del esquema mostrado en la figura, considerar lo siguiente: dotación población servida = 250 lppd, dotación población no servida = 50 lppd, cobertura del servicio = 85%, densidad poblacional = 220 hab/Ha, la tubería a considerar es de asbesto cemento con un coeficiente de rugosidad de 130.



Área de influencia para cada nudo en orden alfabético: 5.25, 4.15, 4.50, 3.95, 4.85,

5.05, 4.12, 4.75, 6.20, 0.0, 3.75, y 3.25, respectivamente. Cotas de terreno para cada nudo en orden alfabético: 33.4, 34.2, 29.8, 35.6, 33.7, 31.5, 30.5, 34.6, 32.6, 29.7, 28.6, y 30.5, respectivamente. Determinar:

a. Caudal total de diseño y caudales de servicio para cada nudo.
b. Diámetros iniciales para cada tramo.
c. Caudal y velocidad para cada tramo, con error de cierre de 0.05 lps por malla.
d. Diseño de la línea de aducción.
e. Cota de fondo del reservorio apoyado, para que la presión mínima en la red en el punto más desfavorable sea de 12.50 m.
f. Presiones en la red.

Solución:

Se considera un coeficiente de variación horaria de 1.80.

a. Caudal en cada nudo de servicio y el total de diseño:

Población servida, población no servida y caudal para el nudo a:

$Ps = 0.85 \times 5.25 \times 220$ => $Ps = 982$ hab

$Pns = 0.15 \times 5.25 \times 220$ => $Pns = 173$ hab

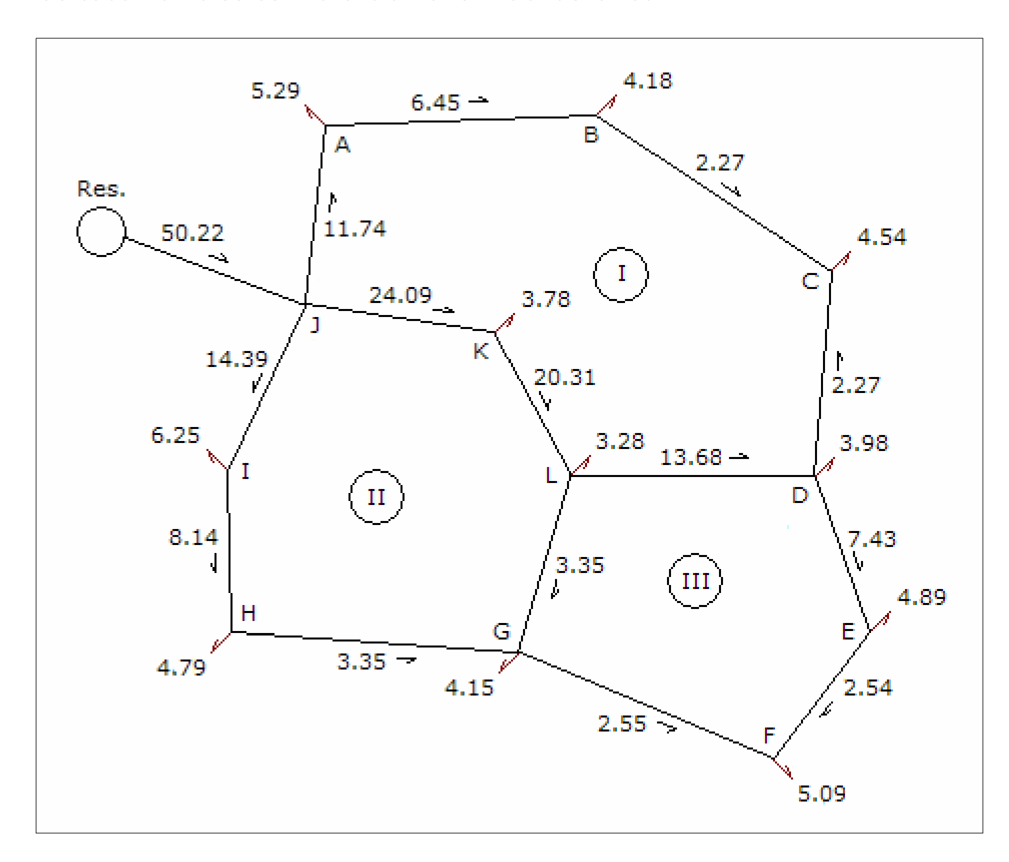
$$Qmh = \frac{1.8\,(982 \times 250 + 173 \times 50)}{86{,}400}$$ => $Qmh = 5.29$ lps

Un cálculo similar se aplica a todos los nudos, los resultados son:

Nudo	Ps (hab)	Pns (hab)	Qmh (lps)
A	982	173	5.29
B	776	137	4.18
C	842	149	4.54
D	739	130	3.98
E	907	160	4.89
F	944	167	5.09
G	770	136	4.15
H	888	157	4.79
I	1,159	205	6.25
J	0	0	0.00
K	701	124	3.78
L	608	107	3.28
Total	9,316	1,645	50.22

b. Diámetro inicial de cada tramo:

Se realiza una distribución de los caudales de cada nudo, y en función del caudal de cada tramo se estima el diámetro inicial de la red:



Para el tramo J-A:

$D = 2.26 \times 11.74^{0.38}$ => D = 5.76”

El diámetro será 6”.

De igual forma se calcula en los otros tramos, los resultados son:

Tramo	Q (lps)	D (plg)	D (plg)
J-A	11.74	5.76	6
A-B	6.45	4.60	4
B-C	2.27	3.10	4
C-D	2.27	3.10	4

L-D	13.68	6.11	6
K-L	20.31	7.10	8
J-K	24.09	7.57	8
L-G	3.35	3.58	4
H-G	3.35	3.58	4
I-H	8.14	5.01	6
J-I	14.39	6.23	6
D-E	7.43	4.84	4
E-F	2.54	3.22	4
G-F	2.55	3.23	4

c. Caudal y velocidad para cada tramo:

Para el cálculo hidráulico de la red se utilizará la siguiente fórmula:

$$hf = \frac{1741\, L\, Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} \qquad \Rightarrow \qquad hf = K\, Q^{1.85}$$

Los resultados se muestran en la tabla siguiente:

Malla I						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
J-A	0.012147	11.74	1.16	0.10	11.29	1.08
A-B	0.125009	6.45	3.93	0.61	6.00	3.44
B-C	0.187514	2.27	0.85	0.38	1.82	0.57
C-D	0.120009	-2.27	-0.55	0.24	-2.72	-0.76
L-D	0.013188	-13.68	-1.67	0.12	-12.86	-1.49
K-L	0.004745	-20.31	-1.25	0.06	-21.29	-1.36
J-K	0.003293	-24.09	-1.19	0.05	-25.07	-1.28
			1.30	1.56		0.20
			dQ1 =	-0.45		dQ2 =

hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
0.10	…	11.19	1.06	0.09
0.57	…	5.90	3.33	0.56
0.31	…	1.72	0.51	0.30
0.28	...	-2.82	-0.82	0.29
0.12		-12.98	-1.51	0.12
0.06		-20.91	-1.32	0.06
0.05		-24.69	-1.24	0.05

1.49			0.01	1.48
-0.07			dQ =	0.00

Malla II						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
J-K	0.003292	24.09	1.19	0.05	25.07	1.28
K-L	0.004745	20.31	1.25	0.06	21.29	1.36
L-G	0.130009	3.35	1.22	0.36	5.14	2.69
H-G	0.178763	-3.35	-1.67	0.50	-2.82	-1.22
I-H	0.023774	-8.14	-1.15	0.14	-7.61	-1.02
J-I	0.014750	-14.39	-2.05	0.14	-13.86	-1.91
			-1.22	1.26		1.18
			dQ1 =	0.53		dQ2 =

hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
0.05	…	24.69	1.24	0.05
0.06	…	20.91	1.32	0.06
0.52		4.65	2.24	0.48
0.43		-3.30	-1.63	0.49
0.13	…	-8.09	-1.14	0.14
0.14	…	-14.34	-2.03	0.14
1.34			0.01	1.37
-0.47			dQ =	0.00

Malla III						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
L-D	0.013188	13.68	1.67	0.12	12.86	1.49
D-E	0.106258	7.43	4.34	0.58	6.16	3.07
E-F	0.162512	2.54	0.91	0.36	1.27	0.25
G-F	0.217516	-2.55	-1.23	0.48	-3.82	-2.59
L-G	0.130009	-3.35	-1.22	0.36	-5.14	-2.69
			4.47	1.91		-0.46
			dQ1 =	-1.27		dQ2 =

hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
0.12	…	12.98	1.51	0.12
0.50	…	6.18	3.08	0.50
0.20		1.29	0.26	0.20
0.68	…	-3.80	-2.58	0.68

0.52	…	-4.65	-2.24	0.48
2.02			0.04	1.97
0.12			dQ =	-0.01

Para el tramo J-A:

$$V = \frac{4 \times 0.01119}{\pi \times (0.0254 \times 6)^2} \quad => \quad V = 0.613 \text{ m/s}$$

De igual forma se calcula en los otros tramos, los resultados son:

Tramo	Q (lps)	D (plg)	V (m/s)
J-A	11.19	6	0.613
A-B	5.90	4	0.727
B-C	1.72	4	0.212
C-D	2.82	4	0.348
L-D	12.98	6	0.712
K-L	20.91	8	0.645
J-K	24.69	8	0.761
L-G	4.65	4	0.574
H-G	3.80	4	0.407
I-H	8.09	6	0.444
J-I	14.34	6	0.786
D-E	6.18	4	0.762
E-F	1.29	4	0.159
G-F	3.80	4	0.469

d. Diseño de línea de aducción:

Diámetro inicial de la línea de aducción:

$$D = 2.26 \times 50.22^{0.38} \quad => \quad D = 10.01''$$

El diámetro de la tubería será 10”. La velocidad y la pérdida de carga en la línea de aducción son:

$$V = \frac{4 \times 0.05022}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \quad => \quad V = 0.991 \text{ m/s}$$

$$hf = 1741 \frac{1{,}250 \times 50.22^{1.85}}{10^{4.87} \times 130^{1.85}} \quad => \quad hf = 5.05 \text{ m}$$

e. Cota de fondo del reservorio apoyado:

El nudo con cota topográfica más desfavorable es el nudo E con una cota de 33.70 m, la pérdida de carga en la línea de aducción y las redes hasta el nudo es:

hf = 5.05 + 1.24 + 1.32 + 1.51 + 3.08 => hf = 12.20 m

Cota piezométrica en el reservorio:

CPf = 33.70 + 12.50 + 12.20 => CPf = 58.40 m

f. Presiones en la red:

Presión en el nudo de ingreso a la red:

P_J = 58.40 – 5.05 – 29.70 => P_J = 23.65 m

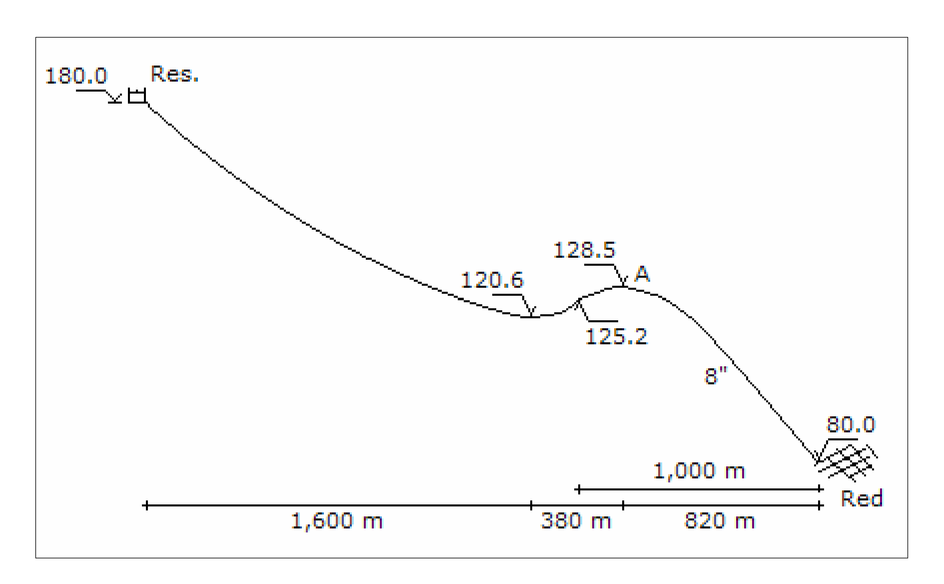
De igual forma se calcula para todos los nudos, los resultados obtenidos son:

Nudo	Pérdida de carga hasta el nudo (m)	Cota piezométrica (m)	Cota de terreno (m)	Presión (m)
A	6.11	52.29	33.40	18.89
B	9.44	48.96	34.20	14.76
C	9.95	48.45	29.80	18.65
D	9.12	49.28	35.60	13.68
E	12.20	46.20	33.70	12.50
F	14.15	44.25	31.50	12.75
G	11.57	46.83	30.50	16.33
H	8.22	50.18	34.60	15.58
I	7.08	51.32	32.60	18.72
J	5.05	53.35	29.70	23.65
K	6.29	52.11	28.60	23.51
L	7.61	50.79	30.50	20.29

Pregunta Nº 20: Para la figura mostrada en la siguiente página, el caudal promedio es 57.94 lps, el coeficiente de variación horaria es 1.8, y la tubería tiene un coeficiente de rugosidad de 140. La presión mínima de ingreso a la red es 25.00 m. Se cuenta con tubería existente de 8" de diámetro y 1,000 m. Determinar los diámetros a utilizar en la línea, así como la clase de la tubería, y el costo total. Costo de la tubería = 1.2 $D^{1.25}$.

Solución:

Para la tubería existente y proyectada se considera un coeficiente de rugosidad de 140.



Si la presión mínima de ingreso a la red es 25.00 m, la cota piezométrica mínima será:

CPmin = 80.00 + 25.00 => CPmin = 105.00 m

La presión máxima no debe ser mayor de 50.00 m, entonces la cota piezométrica máxima al ingreso de la red será:

CPmax = 80.00 + 50.00 => CPmax = 130.00 m

Para tener esa presión máxima el punto de alimentación a la red no debe tener una cota piezométrica superior a los 130.00 m, esto se consigue si en el punto A se coloca una válvula reductora de presión que tenga una presión de salida de 3.00 m, considerando que la válvula esta enterrada a 1.50 m.

Caudal de diseño:

Qmh = 1.8 x 57.94 => Qmh = 104.29 lps

Tramo de línea de aducción, del punto A hasta el ingreso a la red:

Altura disponible:

H = 130.00 – 105.00 => H = 25.00 m

Diámetro de la línea:

$$25.00 = 1741 \frac{820 \times 104.29^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => D = 8.48”

El tramo tiene una tubería existente de 8” de diámetro, el diámetro de la tubería paralela será:

$8.48^{2.63} = 8^{2.63} + D^{2.63}$ => $D = 4.02”$

La tubería paralela tendrá un diámetro de 6”, el diámetro equivalente de las dos tuberías es:

$D^{2.63} = 8^{2.63} + 6^{2.63}$ => $D = 9.26”$

Pérdida de carga en la línea:

$$hf = 1741 \frac{820 \text{ x } 104.29^{1.85}}{9.26^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$ => $hf = 16.240$ m

Caudales en cada tubería:

$$1741 \frac{820 \text{ x } Q_{8"}{}^{1.85}}{8^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} = 1741 \frac{820 \text{ x } Q_{6"}{}^{1.85}}{6^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$

$Q_{8”} = 2.132518\ Q_{6”}$ y $Q_{8”} + Q_{6”} = 104.29$

Resolviendo:

$Q_{8”} = 71.00$ lps y $Q_{6”} = 33.29$ lps

Velocidades en las tuberías:

$$V_{8"} = \frac{4 \text{ x } 0.07100}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 8)^2}$$ => $V_{8”} = 2.189$ m/s

$$V_{6"} = \frac{4 \text{ x } 0.03329}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 6)^2}$$ => $V_{6”} = 1.825$ m/s

Las velocidades son menores de 3.50 m/s. La presión de ingreso a la red es:

P = 130.00 – 16.240 – 80.00 => P = 33.760 m

Costo de la tubería:

$C = 820 \text{ x } 1.2 \text{ x } 6^{1.25}$ => C = $ 9,240.26

Tramo de la línea de aducción, desde el reservorio hasta el punto A:

Altura disponible con pérdida mínina en la válvula reductora de presión de 10.00 m:

H = 180.00 – (130.00 + 10.00) => H = 40.00 m

Diámetro de la línea:

$$40.00 = 1741\,\frac{1{,}980\ \text{x}\ 104.29^{1.85}}{D^{4.87}\ \text{x}\ 140^{1.85}} \qquad => \qquad D = 9.22''$$

En el tramo, en los primeros 1,800 m se considerará una tubería proyectada de 10" de diámetro, la velocidad y la pérdida de carga en este tramo:

$$hf = 1741\,\frac{1{,}800\ \text{x}\ 104.29^{1.85}}{10^{4.87}\ \text{x}\ 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 24.519\ m$$

$$V = \frac{4\ \text{x}\ 0.10429}{\pi\ \text{x}\ (0.0254\ \text{x}\ 10)^2} \qquad => \qquad V = 2.058\ m/s$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 3.50 m/s. La carga disponible para el tramo de 180 m de longitud, que es lo restante del tramo de 1,000 m de longitud del punto A hasta la entrada a la red, es:

H = 40.00 – 24.519 => H = 15.481 m

Diámetro de la línea:

$$15.481 = 1741\,\frac{180\ \text{x}\ 104.29^{1.85}}{D^{4.87}\ \text{x}\ 140^{1.85}} \qquad => \qquad D = 6.85''$$

Como en el tramo existe una tubería de 8" de diámetro, este diámetro es suficiente; la velocidad y pérdida de carga en este tramo:

$$hf = 1741\,\frac{180\ \text{x}\ 104.29^{1.85}}{8^{4.87}\ \text{x}\ 140^{1.85}} \qquad => \qquad hf = 7.268\ m$$

$$V = \frac{4\ \text{x}\ 0.10429}{\pi\ \text{x}\ (0.0254\ \text{x}\ 8)^2} \qquad => \qquad V = 3.216\ m/s$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 3.50 m/s. La presión a la entrada de la válvula reductora de presión si esta enterrada a 1.50 m es:

P = 180.00 – 24.519 – 7.268 – 128.50 + 1.50 => P = 21.213 m

Costo de la tubería:

$C = 1{,}800 \times 1.2 \times 10^{1.25}$ => $C = \$\ 38{,}410.84$

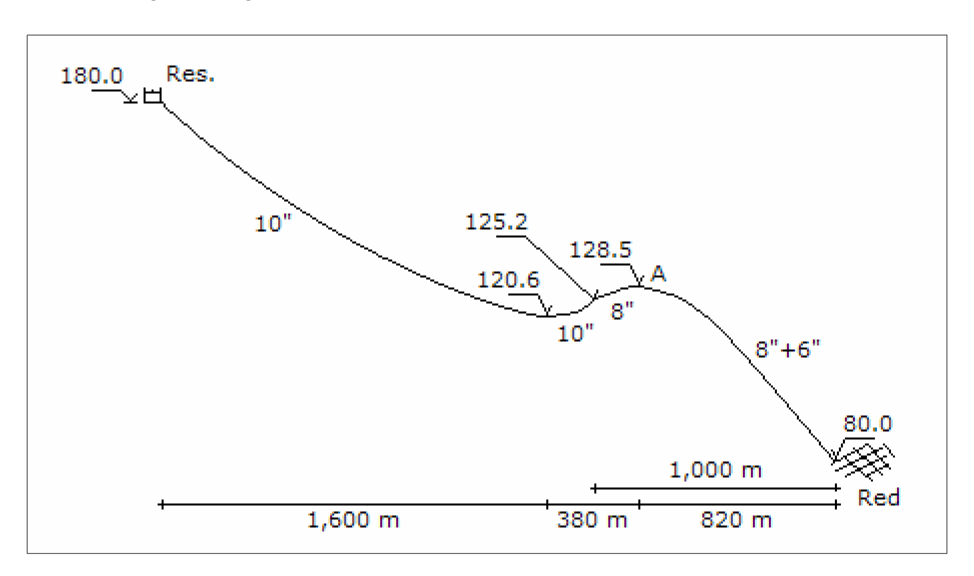
La clase de tubería a utilizar es A-7.5, y el costo total es:

$C = 9{,}240.26 + 38{,}410.84$ => $C = \$\ 47{,}651.09$

Pregunta Nº 21: Con los resultados del problema anterior, si en la segunda etapa el caudal se incrementa en un 40%, ¿Cuál serían los diámetros para esta etapa y su respectivo costo?

Solución:

Considerando un coeficiente de rugosidad para las tuberías existentes y proyectadas de 140, y un coeficiente de variación horaria de 1.80. Los diámetros encontrados se indican en el siguiente gráfico:



Caudal de diseño:

$Qmh = 1.4 \times 1.8 \times 57.94$ => $Qmh = 146.01$ lps

Si la presión mínima de ingreso a la red es 25.00 m, la cota piezométrica mínima será:

$CPmin = 80.00 + 25.00$ => $CPmin = 105.00$ m

La presión máxima no debe ser mayor de 50.00 m, entonces la cota piezométrica máxima al ingreso de la red será:

$CPmax = 80.00 + 50.00$ => $CPmax = 130.00$ m

Para tener esa presión máxima el punto de alimentación a la red no debe tener una cota piezométrica superior a los 130.00 m, esto se consigue si en el punto A se coloca una válvula reductora de presión que tenga una presión de salida de 3.00 m, considerando que la válvula esta enterrada a 1.50 m.

Tramo de línea de aducción, del punto A hasta el ingreso a la red:

Altura disponible:

$H = 130.00 - 105.00$ => $H = 25.00$ m

Diámetro de la línea:

$$25.00 = 1741 \frac{820 \times 146.01^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad D = 9.63"$$

El tramo tiene dos tuberías paralelas 8" y 6" de diámetro, el diámetro de la segunda tubería paralela será:

$$9.63^{2.63} = 8^{2.63} + 6^{2.63} + D^{2.63} \quad \Rightarrow \quad D = 3.98"$$

El diámetro de la tubería paralela es 4", el diámetro equivalente de las tuberías es:

$$D^{2.63} = 8^{2.63} + 6^{2.63} + 4^{2.63} \quad \Rightarrow \quad D = 9.63"$$

Pérdida de carga en la línea:

$$hf = 1741 \frac{820 \times 146.01^{1.85}}{9.63^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 24.947 \text{ m}$$

Caudales en cada tubería:

$$1741 \frac{820 \times Q_{8"}^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}} = 1741 \frac{820 \times Q_{6"}^{1.85}}{6^{4.87} \times 140^{1.85}} = 1741 \frac{820 \times Q_{4"}^{1.85}}{4^{4.87} \times 140^{1.85}}$$

$Q_{8"} = 6.200706\, Q_{4"}$; $Q_{6"} = 2.907692\, Q_{4"}$ y $Q_{8"} + Q_{6"} = 104.29$

Resolviendo:

$Q_{8"} = 89.57$ lps ; $Q_{6"} = 42.00$ lps y $Q_{4"} = 14.44$ lps

Velocidades en las tuberías:

$$V_{8"} = \frac{4 \times 0.08957}{\pi \times (0.0254 \times 8)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{8"} = 2.762 \text{ m/s}$$

$$V_{6"} = \frac{4 \times 0.04200}{\pi \times (0.0254 \times 6)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{6"} = 2.302 \text{ m/s}$$

$$V_{4"} = \frac{4 \times 0.01444}{\pi \times (0.0254 \times 4)^2} \quad \Rightarrow \quad V_{4"} = 1.782 \text{ m/s}$$

Las velocidades son menores de 3.50 m/s. La presión de ingreso a la red:

$P = 130.00 - 24.947 - 80.00 \quad \Rightarrow \quad P = 25.053$ m

Costo de la tubería:

$C = 820 \times 1.2 \times 4^{1.25} \quad \Rightarrow \quad C = \$\ 5{,}566.34$

Tramo de la línea de aducción, desde el reservorio hasta el punto A:

Altura disponible, considerando una pérdida mínima de 10.00 m en la válvula reductora de presión:

$H = 180.00 - (130.00 + 10.00) \quad \Rightarrow \quad H = 40.00$ m

Diámetro de la línea:

$$40.00 = 1741 \frac{1{,}980 \times 146.01^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad D = 10.48"$$

En el tramo existe 1,800 m de longitud tiene una tubería de 10" de diámetro, la tubería paralela a considerar tiene un diámetro de:

$10.48^{2.63} = 10^{2.63} + D^{2.63} \quad \Rightarrow \quad D = 4.62"$

La tubería paralela tendrá 6" de diámetro, y el diámetro equivalente de las dos tuberías paralelas es:

$D^{2.63} = 10^{2.63} + 6^{2.63} \quad \Rightarrow \quad D = 10.92"$

Pérdida de carga en la línea:

$$hf = 1741 \frac{1{,}800 \times 146.01^{1.85}}{10.92^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 29.743 \text{ m}$$

Caudales en cada tubería:

$$1741\,\frac{1{,}800\ x\ Q_{10"}^{1.85}}{10^{4.87}\ x\ 140^{1.85}} = 1741\,\frac{1{,}800\ x\ Q_{6"}^{1.85}}{6^{4.87}\ x\ 140^{1.85}}$$

$Q_{10"} = 3.837089\ Q_{6"}$ y $Q_{10"} + Q_{6"} = 146.01$

Resolviendo:

$Q_{10"} = 115.82$ lps y $Q_{6"} = 30.19$ lps

Velocidades en las tuberías:

$$V_{10"} = \frac{4\ x\ 0.11582}{\pi\ x\ (0.0254\ x\ 10)^2} \quad => \quad V_{10"} = 2.286\ m/s$$

$$V_{6"} = \frac{4\ x\ 0.03019}{\pi\ x\ (0.0254\ x\ 6)^2} \quad => \quad V_{6"} = 1.655\ m/s$$

Las velocidades son adecuadas porque son menores de 3.50 m/s. La carga disponible para el tramo de 180 m de longitud, que es lo restante del tramo de 1,000 m de longitud del punto A hasta la entrada a la red, es:

$H = 40.00 – 29.743$ => $H = 10.257$ m

Diámetro de la línea:

$$10.257 = 1741\,\frac{180\ x\ 146.01^{1.85}}{D^{4.87}\ x\ 140^{1.85}} \quad => \quad D = 8.47"$$

En el tramo existe 180 m de longitud de tubería de 8” de diámetro, la tubería paralela a considerar tiene un diámetro de:

$8.47^{2.63} = 8^{2.63} + D^{2.63}$ => D = 4.00”

El diámetro es de 4”, el diámetro equivalente de las dos tuberías paralelas es:

$D^{2.63} = 8^{2.63} + 4^{2.63}$ => D = 8.47”

Pérdida de carga en la línea:

$$hf = 1741\,\frac{180\ x\ 146.01^{1.85}}{8.47^{4.87}\ x\ 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 10.265\ m$$

Caudales en cada tubería:

$$1741\frac{180\ x\ Q_{8"}^{1.85}}{8^{4.87}\ x\ 140^{1.85}} = 1741\frac{180\ x\ Q_{4"}^{1.85}}{4^{4.87}\ x\ 140^{1.85}}$$

$Q_{8"} = 6.200706\ Q_{4"}$ y $Q_{8"} + Q_{4"} = 146.01$

Resolviendo:

$Q_{8"} = 125.73$ lps y $Q_{4"} = 20.28$ lps

Velocidades en las tuberías:

$$V_{8"} = \frac{4\ x\ 0.12573}{\pi\ x\ (0.0254\ x\ 8)^2} \quad => \quad V_{8"} = 3.877\ m/s$$

$$V_{4"} = \frac{4\ x\ 0.02028}{\pi\ x\ (0.0254\ x\ 4)^2} \quad => \quad V_{4"} = 2.501\ m/s$$

Las velocidades en las tuberías no deben ser mayores de 3.50 m/s, la tubería de 8" de diámetro tiene una velocidad mayor al límite máximo, lo cual indica que se tiene que cambiar el diámetro de la tubería paralela de 4" a 6" de diámetro. El diámetro equivalente es:

$D^{2.63} = 8^{2.63} + 6^{2.63}$ => $D = 9.26"$

Pérdida de carga en la línea:

$$hf = 1741\frac{180\ x\ 146.01^{1.85}}{9.26^{4.87}\ x\ 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 6.643\ m$$

Caudales en cada tubería:

$$1741\frac{180\ x\ Q_{8"}^{1.85}}{8^{4.87}\ x\ 140^{1.85}} = 1741\frac{180\ x\ Q_{6"}^{1.85}}{6^{4.87}\ x\ 140^{1.85}}$$

$Q_{8"} = 2.132518\ Q_{6"}$ y $Q_{8"} + Q_{6"} = 146.01$

Resolviendo:

$Q_{8"} = 99.40$ lps y $Q_{6"} = 46.61$ lps

Velocidades en las tuberías:

$$V_{8"} = \frac{4 \times 0.09940}{\pi \times (0.0254 \times 8)^2} \qquad \Rightarrow \qquad V_{8"} = 3.065 \text{ m/s}$$

$$V_{6"} = \frac{4 \times 0.04661}{\pi \times (0.0254 \times 6)^2} \qquad \Rightarrow \qquad V_{6"} = 2.555 \text{ m/s}$$

Las velocidades son adecuadas porque son menores de 3.50 m/s. La presión a la entrada de la válvula reductora de presión si esta enterrada a 1.50 m es:

$$P = 180.00 – 29.743 – 6.6435 – 128.50 + 1.50 \qquad \Rightarrow \qquad P = 16.614 \text{ m}$$

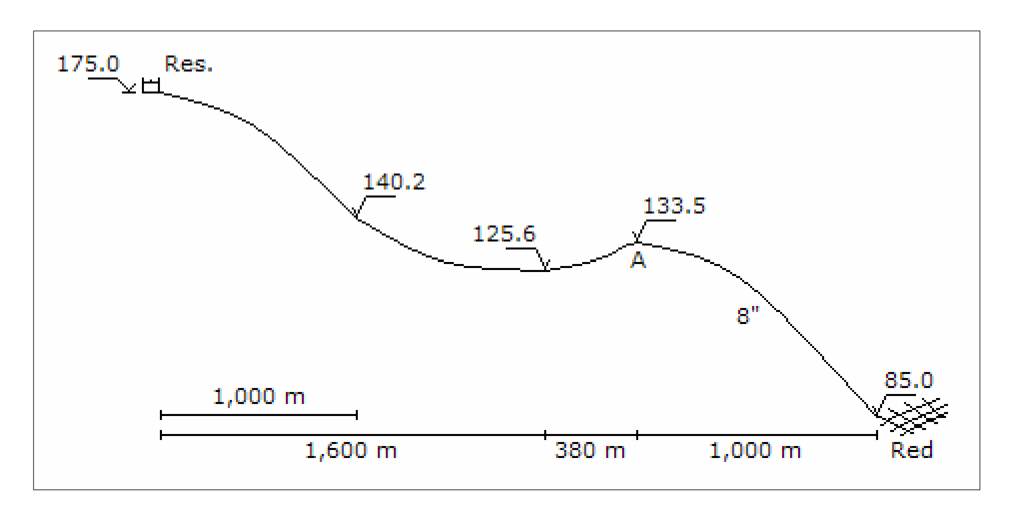
Costo de la tubería:

$$C = 1{,}800 \times 1.2 \times 6^{1.25} + 180 \times 1.2 \times 6^{1.25} \qquad \Rightarrow \qquad C = \$\ 22{,}311.85$$

La clase de tubería a utilizar es A-7.5, y el costo total es:

$$C = 5{,}566.34 + 22{,}311.85 \qquad \Rightarrow \qquad C = \$\ 27{,}878.19$$

Pregunta Nº 22: En la figura mostrada, el caudal promedio es 104.40 lps, el coeficiente de variación horaria es 1.8, la tubería tiene un coeficiente de rugosidad de 140. La presión mínima de ingreso a la red es de 25.00 m. Se cuenta con una tubería existente de 8" y una longitud de 1,000 m. Determinar los diámetros a utilizar en la línea, así como la clase de la tubería, y el costo total. Costo de la tubería = $1.2\ D^{1.25}$.



Solución:

Para la presión mínima de ingreso a la red es 25 m, la cota piezométrica mínima es:

CPmin = 85.00 + 25.00 => CPmin = 110.00 m

Para la presión máxima de ingreso a la red es 50 m, la cota piezométrica máxima es:

CPmax = 85.00 + 50.00 => CPmax = 135.00 m

Para tener esa presión máxima el punto de alimentación a la red no debe tener una cota piezométrica superior a los 135.00 m, esto se consigue si en el punto A se coloca una válvula reductora de presión que tenga una presión de salida de 3.00 m, considerando que la válvula esta enterrada a 1.50 m.

Caudal de diseño:

Qmh = 1.8 x 104.40 => Qmh = 187.92 lps

Tramo de línea de aducción, del punto A hasta el ingreso a la red:

Altura disponible:

H = 135.00 – 110.00 => H = 25.00 m

Diámetro de la línea:

$$25.00 = 1741 \frac{1{,}000 \times 187.92^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad D = 11.04''$$

Como en el primer tramo existe 1,000 m de tubería de 8" de diámetro, la tubería paralela a considerarse es:

$$11.04^{2.63} = 8^{2.63} + D^{2.63} \quad \Rightarrow \quad D = 8.92''$$

El diámetro de la tubería paralela es 10", el diámetro equivalente es:

$$D^{2.63} = 8^{2.63} + 10^{2.63} \quad \Rightarrow \quad D = 11.83''$$

Pérdida de carga en la línea:

$$hf = 1741 \frac{1{,}000 \times 187.92^{1.85}}{11.83^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 17.854 \text{ m}$$

Caudales en cada tubería:

$$1741 \frac{1{,}000 \times Q_{10''}^{1.85}}{10^{4.87} \times 140^{1.85}} = 1741 \frac{1{,}000 \times Q_{8''}^{1.85}}{8^{4.87} \times 140^{1.85}}$$

$Q_{10"} = 1.799323\ Q_{8"}$ y $Q_{10"} + Q_{8"} = 187.92$

Resolviendo:

$Q_{10"} = 120.79$ lps y $Q_{8"} = 67.13$ lps

Velocidades en las tuberías:

$$V_{10"} = \frac{4 \times 0.12079}{\pi \times (0.0254 \times 10)^2} \quad => \quad V_{10"} = 2.384 \text{ m/s}$$

$$V_{8"} = \frac{4 \times 0.06713}{\pi \times (0.0254 \times 8)^2} \quad => \quad V_{8"} = 2.070 \text{ m/s}$$

Las velocidades son correctas porque son menores a 3.50 m/s. La presión de ingreso a la red es:

$P = 135.00 – 17.854 – 85.00$ => $P = 32.146$ m

Costo de la tubería:

$C = 1{,}000 \times 1.2 \times 10^{1.25}$ => C = $ 21,339.35

Tramo de la línea de aducción, desde el reservorio hasta el punto A:

Altura disponible con pérdida mínina en la válvula reductora de presión de 10.00 m:

$H = 175.00 – (135.00 + 10.00)$ => $H = 30.00$ m

Diámetro de la línea:

$$30.00 = 1741 \frac{1{,}980 \times 187.92^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad D = 12.24"$$

El diámetro será de 14”, la velocidad y pérdida de carga en el tramo:

$$hf = 1741 \frac{1{,}980 \times 187.92^{1.85}}{14^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 15.572 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.18792}{\pi \times (0.0254 \times 14)^2} \quad => \quad V = 1.892 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor de 3.50 m/s. La presión a la entrada

de la válvula reductora de presión si esta enterrada a 1.50 m:

P = 175.00 – 15.572 – 133.50 + 1.50 => P = 27.428 m

Costo de la tubería:

C = 1,980 x 1.2 x 14 $^{1.25}$ => C = $ 64,343.77

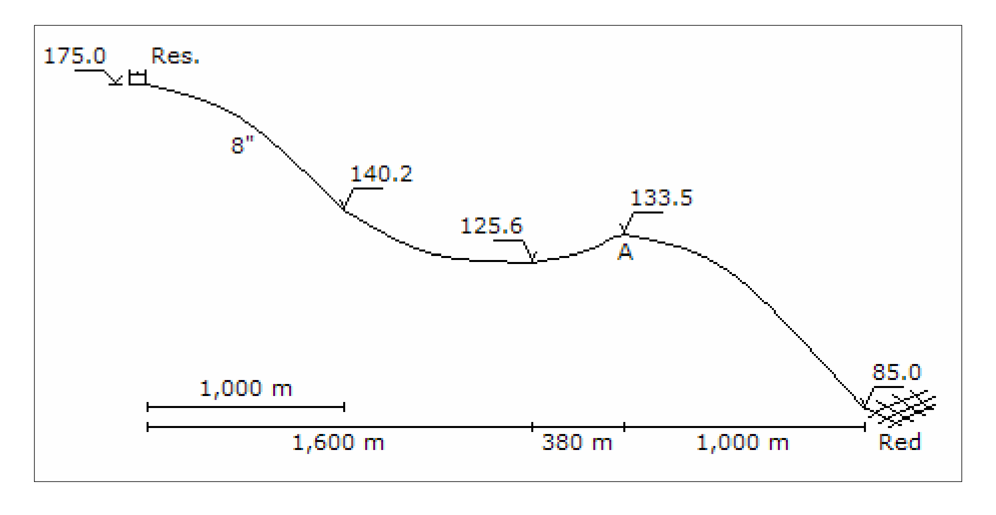
La clase de tubería a utilizar es A-7.5, y el costo total es:

C = 21,339.35 + 64,343.77 => C = $ 85,683.12

Pregunta Nº 23: En el problema anterior, si la tubería existente se instala al inicio del reservorio, ¿Cuáles serían los nuevos diámetros y sus costos, bajo las mismas condiciones?

Solución:

El gráfico de la línea de aducción se muestra en la siguiente página. Como la presión mínima de ingreso a la red es 25.00 m, la cota piezométrica mínima será:



CPmin = 85.00 + 25.00 => CPmin = 110.00 m

La presión máxima no debe ser mayor de 50.00 m, la cota piezométrica máxima será:

CPmax = 85.00 + 50.00 => CPmax = 135.00 m

Para la presión máxima la cota piezométrica del punto de alimentación a la red será no mayor a 135.00 m, para esto en el punto A se coloca una válvula reductora de presión con una presión de salida de 3.00 m, considerando que esta enterrada a 1.50 m.

Caudal de diseño:

$Qmh = 1.8 \times 104.40$ => $Qmh = 187.92$ lps

Tramo de línea de aducción, del punto A hasta el ingreso a la red:

Altura disponible:

$H = 135.00 - 110.00$ => $H = 25.00$ m

Diámetro de la línea:

$$25.00 = 1741 \frac{1{,}000 \times 187.92^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => $D = 11.04"$

El diámetro será de 12", la velocidad y pérdida de carga en el tramo:

$$hf = 1741 \frac{1{,}000 \times 187.92^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => $hf = 16.661$ m

$$V = \frac{4 \times 0.18792}{\pi \times (0.0254 \times 12)^2}$$ => $V = 2.575$ m/s

La velocidad es adecuada porque es menor a 3.50 m/s. La presión de ingreso a la red es:

$P = 135.00 - 16.661 - 85.00$ => $P = 33.339$ m

Costo de la tubería:

$C = 1{,}000 \times 1.2 \times 12^{1.25}$ => $C = \$ 26{,}801.42$

Tramo de la línea de aducción, desde el reservorio hasta el punto A:

Altura disponible, considerando una pérdida mínima de 10.00 m en la válvula reductora de presión:

$H = 175.00 - (135.00 + 10.00)$ => $H = 30.00$ m

Diámetro de la línea:

$$30.00 = 1741 \frac{1{,}980 \times 187.92^{1.85}}{D^{4.87} \times 140^{1.85}}$$ => $D = 12.24"$

Como en el primer tramo existe 1,000 m de tubería de 8” de diámetro, la tubería paralela a considerarse es:

$12.24^{2.63} = 8^{2.63} + D^{2.63}$ => $D = 10.53''$

El diámetro de la tubería paralela es 12”, el diámetro equivalente de las dos tuberías paralelas es:

$D^{2.63} = 8^{2.63} + 12^{2.63}$ => $D = 13.43''$

Pérdida de carga en la línea:

$$hf = 1741 \frac{1{,}000 \text{ x } 187.92^{1.85}}{13.43^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad hf = 9.629 \text{ m}$$

Caudales en cada tubería:

$$1741 \frac{1{,}000 \text{ x } Q_{12''}^{1.85}}{12^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} = 1741 \frac{1{,}000 \text{ x } Q_{8''}^{1.85}}{8^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}}$$

$Q_{12''} = 2.907692\ Q_{8''}$ y $Q_{12''} + Q_{8''} = 187.92$

Resolviendo:

$Q_{12''} = 139.83$ lps y $Q_{8''} = 48.09$ lps

Velocidades en las tuberías:

$$V_{12''} = \frac{4 \text{ x } 0.13983}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 12)^2} \quad => \quad V_{12''} = 1.916 \text{ m/s}$$

$$V_{8''} = \frac{4 \text{ x } 0.04809}{\pi \text{ x } (0.0254 \text{ x } 8)^2} \quad => \quad V_{8''} = 1.483 \text{ m/s}$$

Las velocidades son adecuadas porque son menores de 3.50 m/s. La carga disponible para el tramo de 980 m de longitud es:

$H = 30.00 – 9.629$ => $H = 20.371$ m

Diámetro de la línea:

$$20.371 = 1741 \frac{980 \text{ x } 187.92^{1.85}}{D^{4.87} \text{ x } 140^{1.85}} \quad => \quad D = 11.47''$$

El diámetro de la tubería será de 12”, la velocidad y la pérdida de carga en el tramo:

$$hf = 1741 \frac{980 \times 187.92^{1.85}}{12^{4.87} \times 140^{1.85}} \quad \Rightarrow \quad hf = 16.328 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0.18792}{\pi \times (0.0254 \times 12)^2} \quad \Rightarrow \quad V = 2.575 \text{ m/s}$$

La velocidad es adecuada porque es menor a 3.50 m/s. La presión a la entrada de la válvula reductora de presión, si esta enterrada a 1.50 m, es:

P = 175.00 – 9.629 – 16.328 – 133.50 + 1.50 => P = 17.043 m

Costo de la tubería:

$C = 1{,}000 \times 1.2 \times 12^{1.25} + 980 \times 1.2 \times 12^{1.25}$ => C = $ 53,066.81

La clase de tubería a utilizar es A-7.5, y el costo total es:

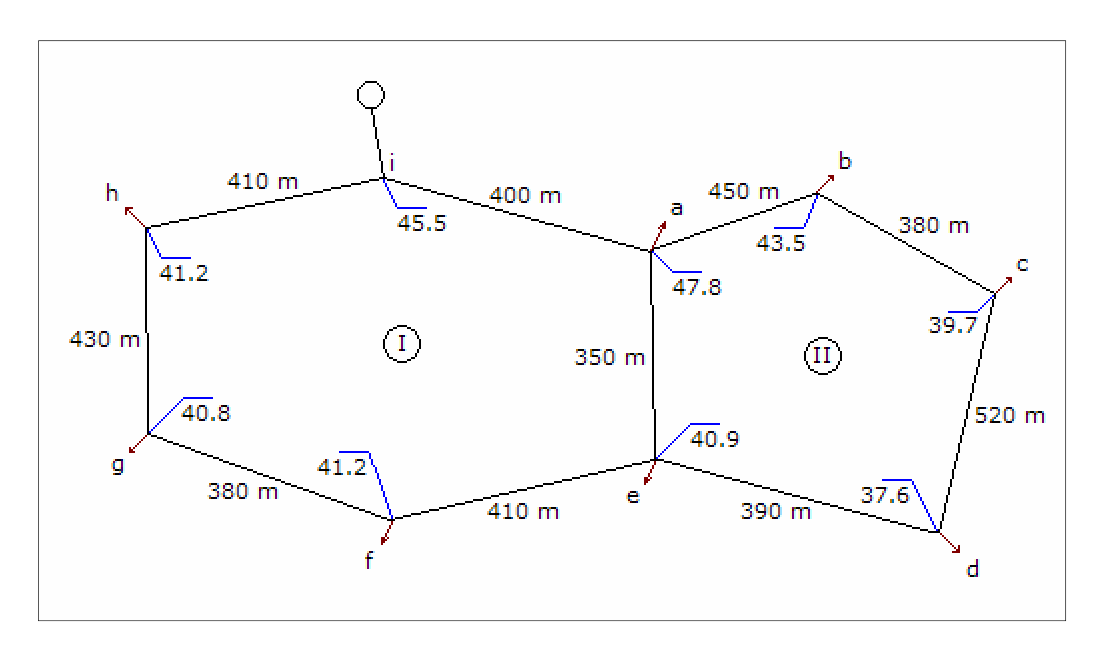
C = 26,801.42 + 53,066.81 => C = $ 79,868.23

Pregunta Nº 24: El sistema de distribución mostrado en la siguiente página corresponde a las redes matrices de una ciudad, cada nudo tiene un área de influencia de acuerdo al siguiente cuadro:

	a	b	c	d	e	f	g	h
Área 1 (Ha)	19.5	6.8	-	8.7	5.5	4.9	7.8	15.6
Área 2 (Ha)	-	10.8	18.0	12.3	14.2	18.9	11.7	-

Considerando que las densidades poblacionales para el Área 1 y 2 son 220 y 180 hab/Ha, respectivamente; las coberturas para el Área 1 y 2 son 100% y 80%, respectivamente; las dotaciones para la población servida y no servida es 210 y 50 lppd, respectivamente; y el coeficiente de variación horaria es 1.8; determinar lo siguiente:

a. Caudal de servicio en cada nudo.
b. Diámetros iniciales de la red.
c. Cálculo hidráulico para los datos de b.
d. Afinar los diámetros mediante criterio de velocidad y arquitectura hidráulica.
e. Cálculo hidráulico para los datos de d.
f. Determinar la cota piezométrica de ingreso a la red para que la presión en el punto más desfavorable sea de 20.00 m.



Solución:

Para las tuberías se considerará un coeficiente de rugosidad de 140.

a. Caudal de servicio en cada nudo:

Población servida, población no servida y caudal para el nudo b:

Ps = 1.00 x 6.8 x 220 + 0.80 x 10.8 x 180 => Ps = 3,051 hab

Pns = 0.00 x 6.8 x 220 + 0.20 x 10.8 x 180 => Pns = 389 hab

$$Qmh = \frac{1.8\,(3{,}051 \times 210 + 389 \times 50)}{86{,}400} \quad \Rightarrow \quad Qmh = 13.75 \text{ lps}$$

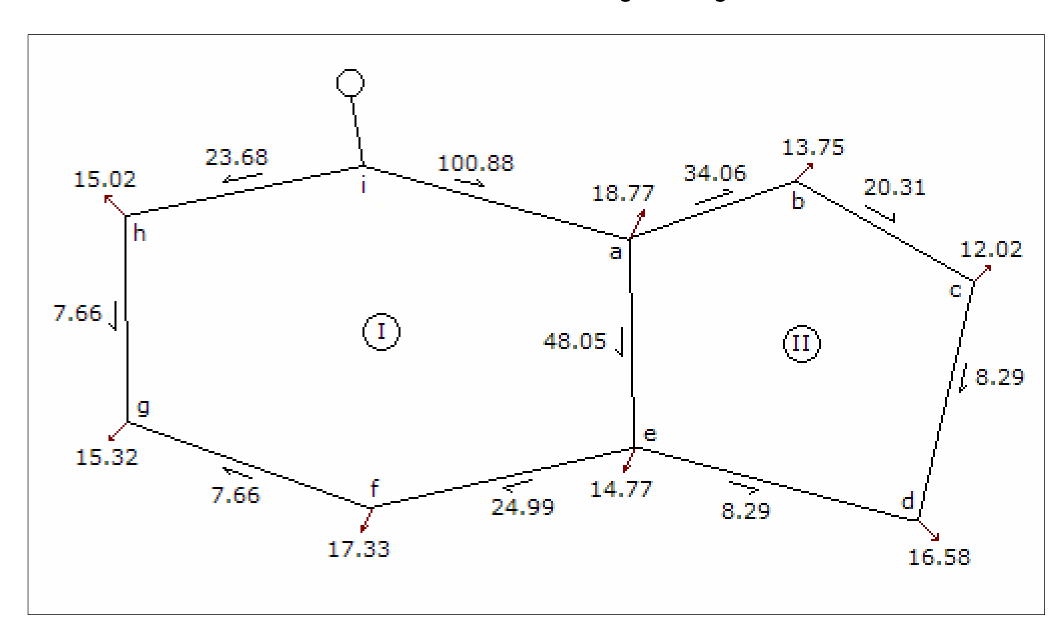
Un cálculo similar se aplica a todos los nudos, los resultados son los siguientes:

Nudo	Ps (hab)	Pns (hab)	Qmh (lps)
a	4,290	0	18.77
b	3,051	389	13.75
c	2,592	648	12.02
d	3,685	443	16.58
e	3,255	511	14.77
f	3,800	680	17.33

g	3,401	421	15.32
h	3,432	0	15.02
Total	27,506	3,092	123.56

b. Diámetros iniciales de la red:

Diámetros iniciales de la red: con los caudales de cada nudo, se distribuyen los caudales en los tramos como se indica en el siguiente gráfico:



Para el tramo a-b:

$D = 2.26 \times 34.06^{0.38}$ => $D = 8.64''$

El diámetro será 8".

De igual forma se calcula en los otros tramos, los resultados son:

Tramo	Q (lps)	D (plg)	D (plg)
a-b	34.06	8.64	8
b-c	20.31	7.10	8
c-d	8.29	5.05	6
e-d	8.29	5.05	6
a-e	48.05	9.84	10
e-f	24.99	7.68	8

f-g	7.66	4.90	4
h-g	7.66	4.90	4
i-h	23.68	7.52	8
i-a	100.88	13.05	14

c. Cálculo hidráulico para los datos de b.:

Para el cálculo hidráulico de la red se utilizará la siguiente fórmula:

$$hf = \frac{1741\, L\, Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} \qquad => \qquad hf = K\, Q^{1.85}$$

Los resultados se muestran en la tabla siguiente:

Malla I						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
i-a	0.000195	100.88	1.00	0.01	100.03	0.98
a-e	0.000880	48.05	1.14	0.02	51.05	1.27
e-f	0.003056	24.99	1.18	0.05	24.14	1.10
f-g	0.082835	7.66	3.58	0.47	6.81	2.88
h-g	0.093734	-7.66	-4.05	0.53	-8.51	-4.93
i-h	0.003056	-23.68	-1.07	1.12	-24.53	-1.14
			1.77	1.12		0.17
			dQ1 =	-0.85		dQ2 =

hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
0.01	…	99.94	0.98	0.01
0.03	…	51.21	1.28	0.02
0.05	…	24.05	1.10	0.05
0.42	…	6.72	2.81	0.42
0.58	…	-8.60	-5.02	0.58
0.05	...	-24.62	-1.15	0.05
1.13			0.00	1.13
-0.08			dQ =	0.00

Malla II						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
a-b	0.003354	34.06	2.29	0.07	30.20	1.84
b-c	0.002833	20.31	0.74	0.04	16.45	0.50
c-d	0.015735	8.29	0.79	0.09	4.43	0.25

e-d	0.011801	-8.29	-0.59	0.07	-12.15	-1.20
a-e	0.000880	-48.05	-1.14	0.02	-51.05	-1.27
			2.10	0.29		0.12
			dQ1 =	-3.86		dQ2 =
		hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
		0.06	…	29.96	1.81	0.06
		0.03	…	16.21	0.49	0.03
		0.06	…	4.19	0.22	0.05
		0.10	…	-12.39	-1.24	0.10
		0.02	…	-51.21	-1.28	0.02
		0.27			0.00	0.27
		-1.23			dQ =	0.00

d. Mejoramiento de los resultados con criterio de velocidad y arquitectura hidráulica:

Velocidad para el tramo a-b:

$$V = \frac{4 \times 0.02996}{\pi \times (0.0254 \times 8)^2} \quad => \quad V = 0.924 \text{ m/s}$$

La gradiente hidráulica es:

$$S = \frac{1.81}{450.00} \times 1000 \quad => \quad S = 4.02 \text{ ‰}$$

De igual forma se realiza el cálculo de la velocidad y la gradiente hidráulica para todos los tramos, los resultados y los diámetros que se van a modificar se indican en la siguiente tabla:

Tramo	V (m/s)	S (‰)	D inicial (plg)	D final (plg)
a-b	0.924	4.02	8	8
b-c	0.500	1.29	8	6
c-d	0.230	0.43	6	4
e-d	0.679	3.18	6	6
a-e	1.011	3.65	10	10
e-f	0.742	2.68	8	8
f-g	0.829	7.40	4	6
h-g	1.061	11.67	4	6
i-h	0.759	2.79	8	8
i-a	1.006	2.45	14	14

e. Cálculo hidráulico para los datos de d.:

Para el cálculo hidráulico de la red se utilizará la siguiente fórmula:

$$hf = \frac{1741\,L\,Q^{1.85}}{D^{4.87}\ C^{1.85}} \qquad => \qquad hf = K\,Q^{1.85}$$

Los resultados se muestran en la tabla siguiente:

Malla I						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
i-a	0.000195	100.88	1.00	0.01	96.42	0.92
a-e	0.000880	48.05	1.14	0.02	48.62	1.16
e-f	0.003056	24.99	1.18	0.05	20.53	0.82
f-g	0.011499	7.66	0.50	0.06	3.20	0.10
h-g	0.013012	-7.66	-0.56	0.07	-12.12	-1.31
i-h	0.003056	-23.68	-1.07	0.05	-28.14	-1.47
			2.18	0.26		0.21
			dQ1 =	-4.46		dQ2 =
		hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
		0.01	…	95.80	0.90	0.01
		0.02	…	49.98	1.22	0.02
		0.04	…	19.91	0.77	0.04
		0.03	…	2.58	0.07	0.03
		0.11	…	-12.74	-1.44	0.11
		0.05	...	-28.76	-1.53	0.05
		0.26			0.00	0.26
		-0.44			dQ =	0.00

Malla II						
Tramo	K	Q1	hf1	hf1/Q1	Q2	hf2
a-b	0.003354	34.06	2.29	0.07	29.03	1.71
b-c	0.011499	20.31	3.02	0.15	15.28	1.78
c-d	0.113353	8.29	5.67	0.68	3.26	1.01
e-d	0.011801	-8.29	-0.59	0.07	-13.32	-1.42
a-e	0.000880	-48.05	-1.14	0.02	-48.62	-1.16
			9.26	1.00		1.92
			dQ1 =	-5.03		dQ2 =

hf2/Q2	…	Q	hf	hf/Q
0.06	…	27.05	1.50	0.06
0.12	…	13.30	1.38	0.10
0.31	…	1.28	0.18	0.14
0.11	…	-15.30	-1.83	0.12
0.02	…	-49.98	-1.22	0.02
0.62			0.00	0.44
-1.68			dQ =	0.00

f. Cota piezométrica de ingreso a la red:

El nudo desfavorable es el "a" por tener la mayor cota topográfica de la red, con la presión mínima en el nudo se determina la cota piezométrica de ingreso a la red:

CPi = 47.80 + 20.00 + 0.90 => CPi = 68.70 m

Con esta cota piezométrica se determina las presiones en todos los nudos de la red, cota piezométrica en el nudo "b":

CPb= 68.70 – 0.90 – 1.50 => CPb = 66.30 m

Presión en el nudo b:

Pb = 66.30 – 43.50 => Pb = 22.80 m

De igual forma se realiza el cálculo de la presión de cada nudo a partir del nudo "i", los resultados se indican en la siguiente tabla:

Nudo	Pérdida de carga hasta el nudo (m)	Cota piezométrica (m)	Cota de terreno (m)	Presión (m)
a	0.90	67.80	47.80	20.00
b	0.90 + 1.50	66.30	43.50	22.80
c	0.90 + 1.50 + 1.38	64.92	39.70	25.22
d	0.90 + 1.22 + 1.83	64.75	37.60	27.15
e	0.90 + 1.22	66.58	40.90	25.68
f	0.90 + 1.22 + 0.77	65.81	41.20	24.61
g	1.53 + 1.44	65.73	40.80	24.93
h	1.53	67.17	41.20	25.97
i	0	68.70	45.50	23.20

JLOV – 01.05.2013